



# Brandverhalten von Stahl- und Verbunddeckensystemen

**Background Document** 

O. Vassart B. Zhao



#### **VORWORT**

Dieses Projekt wurde durch die Europäische Kommission und dem Research Fund for Coal and Steel finanziert.

Die Veröffentlichung gibt lediglich die Auffassungen der Autoren wieder. Die Europäische Kommission kann somit für keine Verwendung, die anhand der im Folgenden gegebenen Informationen getroffen wird, zur Verantwortung gezogen werden.

Die Veröffentlichung ist das Ergebnis von nachfolgenden Forschungsprojekten: - RFCS Projekt FICEB+

- RFCS Projekt CROSSFIRE
- Projekt Leonardo DA Vinci 'Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors' (FRACOF).
- Ein gemeinschaftlich gefördertes Projekt von ArcelorMittal und CTICM, durchgeführt in einer Partnerschaft von CTICM und SCI

Die hier vorgestellte einfache Bemessungsmethode wurde zunächst basierend auf GroßbrandVersuchen entwickelt, die in einem mehrstöckigen Stahlrahmengebäude der Building Research Establishment mit Hilfe einer Versuchseinrichtung in Cardington in Großbritannien durchgeführt wurden. Viele der für die Bemessungsmethode verwendeten theoretischen Grundlagen sind bereits seit den 1950er Jahren vorhanden und beruhen auf Studien über das bauliche Verhalten von Bewehrungsbetonplatten bei Raumtemperatur. Die erste Version der einfachen Bemessungsmethode wurde schließlich im Rahmen des SCI Bemessungsleitfaden P288 'Fire Safe Design: A new approach to Multi-story Steel Framed Buildings', 2. Ausgabe, veröffentlicht.

Obwohl die Grundlagen dieser Methode gut etabliert sind, ist ihre Anwendung für die Feuerwiderstandsbemessung vergleichsweise neu. Im Jahr 2000 wurde ie einfache Bemessungsmethode als Software der SCI umgesetzt. Im Jahr 2006 erschien eine verbesserte Neufassung.

Wertvolle Beiträge hierzu lieferten:

- Mary Brettle vom Steel Construction Institute
- IAN Sims vom Steel Construction Institute
- Louis Guy Cajot von ArcelorMittal
- Renata Obiala von ArcelorMittal
- Mohsen Roosefid von CTICM
- Gisèle Bihina von CTICM

# Inhaltsverzeichnis

V	ORWORT	2
Z	USAMMENFASSUNG	6
1	EINLEITUNG	7
2	BRANDVERSUCHSPROGRAMM VON CARDINGTON	8
	2.1 Forschungsprogramm	8
	2.2 Versuch 1: Eingespannter Träger	9
	2.3 Versuch 2: Ebener Rahmen	. 11
	2.4 Versuch 3: Ecken	. 13
	2.5 Versuch 4: Ecken	. 15
	2.6 Versuch 5: Großraum	. 16
	2.7 Versuch 6: Büro Demonstrationsversucht	. 17
	2.8 Versuch 7: Zentraler Raum	. 21
	2.9 Allgemeine Kommentare zu beobachteten Verhalten	. 24
3	PARKAUSBRANDVERSUCH IN FRANKREICH	. 24
4	ERKENNTNISSE AUS REALEN BRÄNDEN IN VERSCHIEDENEN LÄNDERN	. 31
	4.1 Broadgate	. 31
	4.2 Churchill-Plaza Gebäude, Basingstoke	. 33
	4.3 Australische Brandversuche	. 34
	4.3.1 William Street Brandversuche und Bemessungsansatz	. 34
	4.3.2 Collinsstraße- Brandversuche	. 37
	4.3.3 Schlussfolgerungen der Australischen Untersuchungen	. 38
	4.4 Deutsche Brandschutzversuche	. 38
	4.5 Experimentelle Arbeiten bei Raumtemperatur	. 38
	4.6 Experimente bei erhöhter Temperatur	. 40
5	EINFACHE BEMESSUNGSMETHODE	. 42
	5.1. Einführung in die Bruchlinientheorie und Membranwirkung von plattenförmigen Bauteilen.	. 42
	5.1.1 Eingespannte Platten	. 43
	5.1.2 Gelenkig gelagerte Platten	. 45
	5.1.3 Effekte von Membranspannungen an Bruchlinien	. 46
	5.2 Berechnung des Widerstandes von Verbunddecken in Übereinstimmung mit der einfachen Bemessungsmethode	48
	5.2.1 Berechnung des Widerstandes	
	5.2.2 Herleitung des Ausdruckes für den Parameter k	
	5.2.3 Herleitung des Ausdruckes für den Parameter b	

5.2.4 Membrankräfte	57
5.3 Druckversagen von Beton	63
6 ENTWICKLUNG DER BEMESSUNGSANLEITUNG	65
6.1. Bemessungsannahme	65
6.2 Versagenskriterium	66
6.2.1 Plattendurchbiegung	67
6.2.2 Kalibrierung gegenüber des Brandversuchs in Cardington	70
6.3 Bemessungsmethode	72
6.3.1 Berechnung der Tragfähigkeit der Platte	73
6.3.2 Berechnung der Tragfähigkeit für ungeschützte Träger	73
6.4 Bemessung von feuerbeständigen Randträger	75
6.4.1 Ungeschützte Träger mit Randträgern an beiden Seiten	76
6.4.2 Ungeschützte Träger mit Randträgern an einer Seite	79
6.4.3 Deckenzone ohne Randträger	82
6.4.4 Das Bemessen von Randträger	82
6.5 Wärmeanalyse	83
6.5.1 Konfigurationsfaktoren	84
6.5.2 Materialeigenschaften	85
6.5.3 Innerer Wärmetransfer durch Konduktion	86
6.5.4 Bemessungstemperaturen für ungeschützte Stahlträger	88
7 BRANDVERSUCH AN EINEM MASSSTÄBLICHEN VERBUNDDECKENSYSTEMS	89
7.1 Anwendungsbereich	89
7.2 FRACOF-Versuch	89
7.2.1 Probekörper	89
7.2.2 Versuchsmethodik	93
7. 2.3 Ergebnisse	97
7.2.4 Kommentare zu den Versuchsergebnissen	104
7.3 CROSSFIRE Brandversuchsprogramm	105
7.3.1 Prüfkörper	105
7.3.2 Messung der Versuchsergebnisse	107
7.3.3 Wichtige Versuchsergebnisse	110
7.3.4 Grundlegende Erkenntnisse aus dem Brandversuch	113
7.4 Maßstabsgetreuer Brandversuch für eine Verbunddecke unter Einbeziehung von Wabenträgern mit einer großen Spannweite	117
7.4.1 Versuchsaufbau	

	7.4.2 Bemessungslasten	120
	7.4.3 Dimensionierung der Brandlast	120
	7.4.4 Eingesetzte Messtechnik	121
	7.4.5 Verformungen der Träger und der Verbunddecke	122
	7.4.6 Membran-Effekt in Deckenplatten	129
	7.4.7 Fazit	130
18	IUMERISCHE PARAMETERSTUDIEN	131
	8.1 Vorbemerkung	131
	8.2 Validierung des ANSYS – Modells durch den FRACOF-Versuch	131
	8.2.1 Allgemeines	131
	8.2.2 Strukturanalyse	131
	8.2.3 Auswertung der Wärmeverteilung	132
	8.2.4 Mechanisches Verhalten von Tragwerksteilen	134
	8.3 Validierung des numerischen SAFIR-Modells durch Brandversuche	136
	8.3.1 Allgemein	136
	8.3.2 SAFIR im Vergleich zu FRACOF – Versuch	136
	8.3.3 SAFIR im Vergleich zu COSSFIRE-Versuch	140
	8.3.4 SAFIR im Vergleich zu FICEB-Versuch	145
	8.4 Numerische Parameterstudie unter Verwendung der Standard-Temperaturkurve	151
	8.4.1 Eingangswerte für die Parameterstudie	151
	8.4.2 Eingangswerte der Parameterstudie	157
	8.5 Fazit	166
αı	ITED ATI ID	167

#### **ZUSAMMENFASSUNG**

Großmaßstäbliche Versuche in verschiedenen Ländern und Erfahrungen mit tatsächlichen Gebäudebränden haben gezeigt, dass das Brandverhalten von Gebäuden in Stahlverbundbauweise bei weitem besser ist als Versuche an einzelnen Bauteilen vermuten lassen. Damit zeigt sich, dass moderne Gebäude im Stahlhochbau große Reserven hinsichtlich des Feuerwiderstandes haben. Gleichzeitig kann gefolgert werden, dass die bis heute üblichen Versuche an einzelnen Bauteilen nicht geeignet sind um das Brandverhalten von oben genannten Gebäuden befriedigend zu beurteilen.

Als Ergebnis von Untersuchungen und Analysen eines Programms des BRE Cardington, bei dem zwischen 1995 und 1996 großformatige Gebäudebrandversuche durchgeführt wurden, konnte ein einfaches Konzept auf der Basis der Membranwirkung einer Stahl-Beton Verbunddecke entwickelt werden. Damit können die Feuerwiderstandseigenschaften des Betonteils der Verbunddecke genutzt werden, ohne dabei auf eine komplexe Finite-Elemente-Berechnung des gesamten Gebäudes zurückgreifen zu müssen.

Allerdings ist diese innovative Methode den meisten Ingenieuren und Behörden noch unbekannt. Der vorliegende Bericht soll dazu dienen dem Leser das notwendige Hintergrundwissen zu vermitteln, um die Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten des Konzepts besser zu verstehen.

In diesem Dokument werden die theoretischen Grundlagen des Konzepts und dessen Anwendung im Brandschutz beschrieben. Wichtige und relevante Brandversuche, durchgeführt mit Gebäuden im Originalmaßstab aus der ganzen Welt, sind mit den entsprechenden Versuchsdaten dargestellt. Zudem wird das Verhalten von mehrstöckigen Gebäuden, bei durch einen Unfall verursachten Bränden behandelt. Darüber hinaus werden die neuen großformatigen Versuche an Verbunddeckensystemen mit langer Einwirkung von ISO-Feuer detailliert beschrieben. Sie liefern aussagekräftige Ergebnisse zur Verifizierung des Konzepts. Die Einfachheit der Methode wird schließlich durch einen Vergleich mit numerischen Parameterstudien demonstriert.

#### 1 EINLEITUNG

Großformatige Versuche in verschiedenen Ländern und Erfahrungen mit tatsächlichen Gebäudebränden haben gezeigt, dass das Brandverhalten von Gebäuden mit Rahmen in der Stahlverbundbauweise und mit Verbunddecken bei weitem besser ist, als normale Brandversuche an einzelnen, isolierten Decken und Träger im Verbundbau es vermuten lassen. Es wird deutlich, dass moderne Gebäude im Stahlhochbau große Reserven hinsichtlich des Feuerwiderstandes haben, und dass normale Versuche an einzelnen, unbehinderten Teilen keine befriedigenden Ergebnisse bezüglich des Brandverhaltens eines solchen Gebäudes liefern.

Analysen haben ergeben, dass dieses gute Brandverhalten auf ein sich einstellendes Membranverhalten in der bewehrten Betondecke und auf das Durchhängen der Stahlträger zurückzuführen ist.

Als Folge davonwurde in Großbritannien ein neues Brandschutzkonzept für moderne mehrstöckige Stahlrahmen-Gebäude entwickelt. Die entsprechenden Richtlinien und Programme für Deckenplatten im Verbundbau wurden bereits im Jahr 2000 veröffentlicht. In Großbritannien wird das Konzept seit dessen Einführung regelmäßig angewendet und führte zu niedrigeren Kosten im Brandschutz<sup>1</sup>.

Das Konzept erlaubt dem Anwender das Materialverhalten des ganzen Gebäudes zu berücksichtigen. Dadurch können manche Gebäudeteile ohne Sicherheitseinbußen ungeschützt bleiben. Teilweise geschützte Verbunddecken können hinsichtlich natürlichem Feuer und Standard-Brandbeanspruchung bemessen werden. Letzteres ist besonders interessant, da somit das Konzept auch von Anwendern ohne besondere Brandschutzkenntnisse verwendet werden kann.

Trotz der gängigen Verwendung in Großbritannien ist die verbesserte Feuerbeständigkeit durch Ansatz der Membraneigenschaften und des Durchhängens einer Deckenplatte für den Großteil der Ingenieure und Behörden in Europa noch unbekannt. Um diese potenziellen Nutzergruppen zu informieren, beinhaltet das vorliegende technische Dokument ein solides Paket an technischen Informationen zu dem Brandschutzkonzept. Dieses beinhaltet:

- Bewertung der verfügbaren Nachweise über das Verhalten von Verbundstrukturen in großformatigen Brandversuchen und unbeabsichtigten Gebäudebränden
- Detaillierte Erklärung der theoretischen Basis des Brandschutzkonzepts für Verbunddeckensysteme, die durch normale Träger und Wabenträger unterstützt werden
- Eine Erklärung der grundlegenden Annahmen, die in der Methode zum Bewerten des Feuerwiderstandes von Stahl und Beton-Verbunddeckensystemen verwendet werden
- Detaillierte Informationen zu einem Brandgroßversuch an einem Stahl und Beton-Verbunddeckensystem unter Verwendung der genormten Zeit-Temperatur-Kurve nach EN 1365-2, für eine Dauer von mehr als 120 Minuten
- Eine detaillierte nummerische Parameterstudie um die Ergebnisse des Modells zu verifizieren

#### 2 BRANDVERSUCHSPROGRAMM VON CARDINGTON

# 2.1 Forschungsprogramm

Im September 1996 wurden in den Laboratorien des "Building Research Establishment" in Cardington (Großbritannien) Brandversuche durchgeführt. Die Versuche fanden an einem achtstöckigen Verbund-Stahlrahmen-Gebäude statt, welches als typisches mehrstöckiges Bürogebäude geplant und gebaut wurde. Die Versuche hatten zum Ziel, das Verhalten von einem echten Gebäude unter echter Brandeinwirkung zu beobachten. Die gesammelten Daten sollten die Überprüfung von Computerprogrammen, die zur Berechnung solcher Gebäudestrukturen eingesetzt werden, ermöglichen.

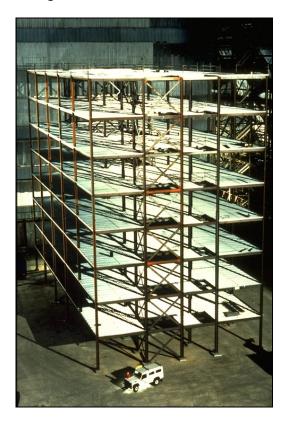
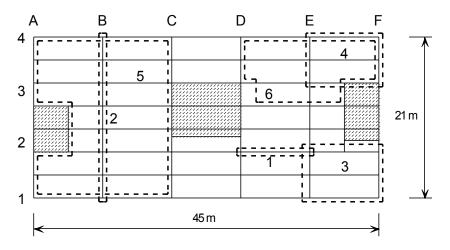


Abbildung 2.1 Versuchsgebäude in Cardington vor dem Betonieren der Decken

Das Versuchsgebäude (vgl. Abbildung 2.1) wurde als typisches Beispiel für die in Großbritannien gängige Art von Rahmenkonstruktion und Belastung, geplant. Das Gebäude hat eine Grundfläche von 21 m x 45 m und eine Gesamthöhe von 33 m. Die Träger wurden als einfach gestützte Verbundträger mit einer 130 mm dicken Betondecke ausgeführt. Normalerweise müsste ein Gebäude dieses Typs eine Feuerwiderstandsdauer von 90 min haben. Die Träger-Träger-Verbindungen wurden mit Lamellen ausgeführt und die Träger-Stützen Verbindungen mit flexiblen Kopfplatten. Die typische Auflast eines Büros wurde durch Sandsäcke, die in den Stockwerken entsprechend verteilt wurden, simuliert.

Insgesamt waren zwei Projekte Teil des Forschungsprogramms: Das eine wurde finanziert durch "Corus" (ehemals "British Steel") und die Europäische Kohle und Stahl Gemeinschaft (ECCS). Das andere förderte die Britische Regierung, durch das "Building Research Establishment" (BRE). Weiterhin waren an dem Forschungsprojekt die Universität Sheffield, TNO (Niederlande), CTICM (Frankreich) und das Stahlbauinstitut beteiligt. Die Brandversuche wurden zwischen Januar 1995 und

Juli 1996 durchgeführt. Die verschiedenen Stockwerke der Versuche sind in Abbildung 2.2 gekennzeichnet.



- 1. Eingespannter Träger (ECCS)
- 2. Ebener Rahmen (ECCS)
- 3. Ecke (ECCS)
- 7. Mittlerer Raum (CTU)

Versuchsorte

- 4. Ecke (BRE)
- 5. Großraum (BRE)
- 6. Bürodemonstration (ECCS)

# Abbildung 2.2 Versuchsorte

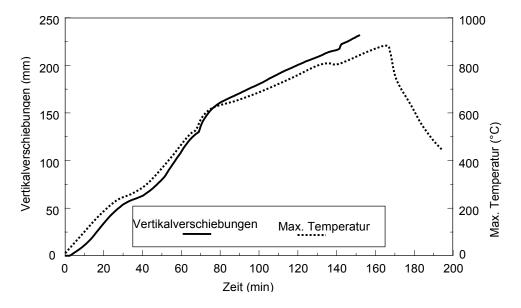
Versuch 1 beinhaltete einen einzelnen Nebenträger und die umgebende Deckenplatte, die durch einen eigens gebauten Gasofen erhitzt wurden. In Versuch 2 wurde ebenfalls Gas zum Heizen verwendet, welches in einem ebenen, durch das ganze Gebäude spannenden Rahmen geführt wurde. Dieser Versuch umfasste Hauptträger und deren Stützen. Bei den Versuchen 3, 4 und 5 wurden Teile unterschiedlicher Größe natürlichem Feuer durch Holzstapel ausgesetzt In diesen Fällen waren die Stützen bis zur Unterseite der Deckenplatte geschützt, während Träger und Deckenplatte dem Feuer vollständig ausgesetzt waren. In Versuch 6 wurde zu Demonstrationszwecken die üblicherweise in modernen Büros vorkommende Einrichtung als Brandlast verwendet. Dies führte zum stärksten Feuer.

Eine detaillierte Beschreibung der Versuche ist als Veröffentlichung<sup>2</sup> verfügbar. Die gesamten Versuchsdaten sind in elektronischer Form, inklusive der Karten mit der Lage der Instrumente, für Versuch 1, 2,3 und 6 von Corus RD&T (Swinden Technology Centre) und für Versuch 4 und 5 von BRE bereitgestellt<sup>34</sup>.

# 2.2 Versuch 1: Eingespannter Träger

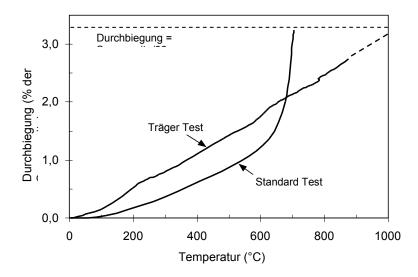
Der Versuch wurde im siebten Stock des Gebäudes durchgeführt. Ein eigens gebauter Gasofen, 8,0 m lang und 3,0 m breit, wurde konstruiert um einen Nebenträger (D2/E2), der zwischen zwei Stützen gespannt und Teil der umgebenden Konstruktion war, zu erhitzen. Der Träger wurde über die mittleren 8,0 m der gesamten Länge von 9,0 m erwärmt, weshalb die Verbindungen relativ kühl blieben. Ziel des Versuchs war es, das Verhalten eines erhitzten Trägers, umgeben von einer nicht erhitzten Deckenplatte zu untersuchen und mehr über die versteifende Wirkung der nicht erhitzten Teile der Struktur zu erfahren.

Der Träger wurde um 3 bis10°C pro Minute bis zu einer Temperaturen von knapp 900°C erwärmt. Beim Erreichen der Spitzentemperatur von 875°C im unteren Flansch lag die mittlere Durchbiegung bei 232 mm (Stützweite/39) (vgl. Abbildung 2.3). Beim Abkühlen ging die mittlere Durchbiegung auf 113 mm zurück.



**Abbildung 2.3** Mittlere Verschiebung und maximale Temperatur bei Versuch 1 mit einem eingespannten Träger

Der Unterschied zwischen dem Verhalten dieses Trägers und einem gleichen, ungeschützten Träger, welcher in einem ISO-Normbrandversuch unter gleicher Last<sup>5</sup> getestet wurde, wird in Abbildung 2.4 dargestellt. Die extremen Verformungen, die für einfach gelagerte Träger in Standard-Versuchen normalerweise beobachtet werden können, sind trotz der bei etwa 900°C auf 6 % der ursprünglichen Tragfähigkeit reduzierten Festigkeit des Materials bei dem Träger in dem Gebäuderahmen nicht aufgetreten.



**Abbildung 2.4** Mittlere Verschiebung und maximale Temperatur bei einem Standard-Versuch und bei dem eingespannten Träger von Versuch 1

Während des Versuchs konnte lokales Beulen beobachtet werden (vgl. Abbildung 2.5).



Abbildung 2.5 Flanschbeulen am eingespannten Träger von Versuch 1

Bei der Sichtprüfung des Trägers nach dem Versuch zeigte sich, dass die Kopfplatten an beiden Enden des Trägers versagt hatten. Dieses Versagen trat in der Nähe der Schweißnaht, allerdings außerhalb des der Hitze ausgesetzten Bereiches, an einer Seite des Trägers auf. Ursache hierfür war das thermische Verkürzen des Trägers während des Abkühlens, was zu sehr großen Zugkräften führte. Durch das Abscheren der Kopfplatte auf einer Seite wurden die Zugspannungen in dem Material gelöst. Dadurch blieb die Kopfplatte auf der anderen Seite intakt und gab dem Träger weiterhin die nötige Schubtragfähigkeit. Der Schaden an der Kopfplatte kann über die Dehnmeßstreifen abgelesen werden. Hier wird deutlich, dass der Riss während dem Abkühlen langsam entstanden ist, und nicht durch ein plötzliches Versagen.

#### 2.3 Versuch 2: Ebener Rahmen

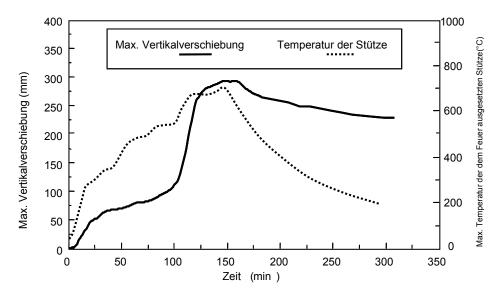
Dieser Versuch wurde mit einem ebenen Rahmen aus vier Stützen und drei Hauptträgern durchgeführt, die über die gesamte Breite des Gebäudes auf Linie B gespannt waren (vgl. Abbildung 2.2)

Ein 21 m langer, 2,5 m breiter und 4 m hoher Gasofen wurde über die gesamte Breite des Gebäudes mittels Betonsteine eingebaut.

Sowohl die Haupt- und Nebenträger als auch die Unterseite der Verbunddecke wurden ungeschützt gelassen. Die Stützen wurden bis zu der Höhe einer möglichen abgehängten Deckenverkleidung geschützt (auch wenn keine Deckenverkleidung eingebaut wurde). Dies hatte zur Folge, dass die obersten 800 mm der Stützen, inklusive der Verbindungen, ungeschützt blieben.

Die vertikale Verformungsgeschwindigkeit in der Feldmitte des 9 m langen Stahlträgers nahm in der Zeit zwischen 110 und 125 Minuten rapide zu (vgl. Abbildung 2.6). Ursache hierfür war die vertikale

Verformung der zugehörigen Stützen (B2 und B3 in Abbildung 2.2). Die der Hitze ausgesetzten Teile der Stützen wurden bis zu 180 mm zusammengedrückt (vgl. Abbildung 2.7). Lokales Beulen trat ab Temperaturen von etwa 670°C ein.



**Abbildung 2.6** Maximale Vertikalverformung und maximale Temperatur des der Hitze ausgesetzten oberen Teils der Stütze (Versuch 2)

Die Veränderung der Stützenhöhe durch das lokale Beulen führte in allen Stockwerken über oberhalb des Brandversuchs zu einer permanenten Verschiebung von etwa 180 mm. Um dieses Verhalten zukünftig zu vermeiden wurden in allen folgen Versuchen die Stützen über die gesamte Höhe geschützt.



Abbildung 2.7 Verformter Trägerkopf nach dem Versuch

Auf beiden Seiten der Hauptträger wurden die Nebenträger über eine Länge von etwa 1,0 m erhitzt. Viele der Schrauben in den Fahnenblechen haben während dem Versuch durch Abscheren versagt (vgl. Abbildung 2.8). Allerdings nur jeweils auf einer Seite des Hauptträgers. Ähnlich wie beim Versagen der Kopfplatten in Versuch 1, trat hier beim Abkühlen ein Versagen infolge des thermischen Schrumpfens, auf. Das Schrumpfen verursachte sehr große Zugspannungen, die durch das Abscheren der Schrauben der Fahnenbleche auf einer Seite des Hauptträgers aufgelöst wurden.



Abbildung 2.8 Fahnenblech nach dem Versuch

#### 2.4 Versuch 3: Ecken

Ziel des Versuchs war es, das Verhalten eines kompletten Deckensystems zu untersuchen. Ein besonderes Augenmerk lag hier auf der Rolle der "Brückenbildung" oder des "Membraneffekts" der Decke. Dabei bilden sich beim Abfallen der Trägerfestigkeit innerhalb der Decke neue Wege zur Zu diesem Zweck wurde im ersten Stock des Gebäudes (E2/F1) mit Betonsteinen ein 10 m x 7,6 m großer Raum gebaut.

Um sicherzustellen, dass die Wände des Raums nicht zur Lastabtragung beitragen, wurden alle Gurte und Bindungen in der Giebelwand und in der obersten Schicht der Betonsteinwand entfernt. Die Mineralfaserdämmplatte in den Dehnfugen wurde durch eine Keramik-Decke ersetzt.

In gleicher Weise wurde der Querkraftdorn auf den Außenwänden von den Eckträgern über der Öffnung des Raums entfernt, um zu vermeiden, dass diese zusätzlich gestützt werden.

Alle Stützen, Träger-Stützen-Verbindungen und Eckträger waren brandgeschützt.

Die Brandlast lag bei 45 kg/m² in Holzstapeln. Diese relativ hohe Brandlast entspricht dem 95 %-Fraktilwert der Brandlast für Bürogebäude. Ingenieurmäßige Brandschutz-Rechnungen basieren normalerweise auf dem 80 %-Fraktil der Brandlast. Die Belüftung wurde durch eine 6,6 m breite und 1,8 m hohe Öffnung gewährleistet. Die maximal gemessene Lufttemperatur in dem Raum betrug 1071°C.

Die maximale Stahltemperatur lag bei 1014°C, gemessen an dem inneren Träger auf Gitternetzlinie 2 (E2/F2). Die maximale vertikale Verformung von 428 mm (Mindeststützweite/20) ist in der Mitte des Nebenträgers aufgetreten. Dieser erreichte eine Spitzentemperatur von 954°C .Nach dem Kühlen konnte eine bleibende Verformung von 296 mm gemessen werden. In Abbildung 2.9 ist die Veränderung der Verformung und der Temperatur mit der Zeit dargestellt.

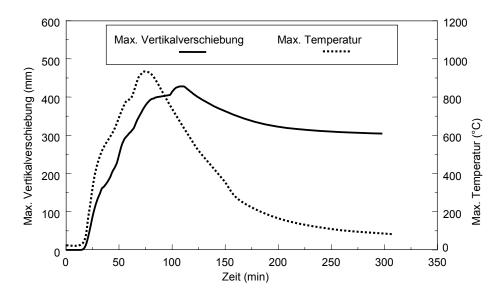


Abbildung 2.9 Maximale vertikale Verschiebung und Temperatur des Nebenträgers (Versuch 3)

Das gesamte brennbare Material in dem Raum wurde verbrannt. Das Bauwerk selbst hat den Versuch sehr gut, d.h. ohne jegliche Anzeichen von Versagen, überstanden,. (vgl. Abbildung 2.10)

In der Nähe einiger Träger-Stützen-Verbindungen kam es zum Beulen des Trägers. Im Gegensatz zu Versuch 2 ist es bei den Schrauben der Verbindungen hier nicht zum Versagen durch Abscheren gekommen. Dies kann entweder ein Zeichen dafür sein, dass sich die hohen Zugspannungen nicht entwickelt haben, oder dafür, dass die Verbindung eine adäquate Duktilität hatte, um mit den Zugverformungen aufzunehmen.

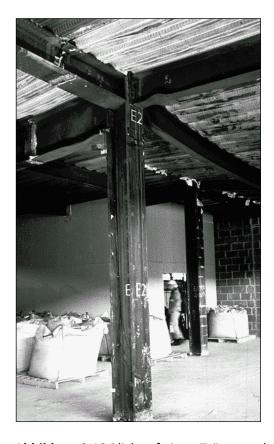


Abbildung 2.10 Blick auf einen Träger nach Versuch 3

#### 2.5 Versuch 4: Ecken

Dieser Versuch wurde in einem Erker (E4/F3) des2. Stockwerks mit einer Fläche von 54 m² ausgeführt. Die inneren Wände des Raums auf den Gitternetzlinien E und 3 wurden aus Metallständerwänden mit feuerfesten Brettern errichtet. Die Trennwände haben einen spezifischen Feuerwiderstand von 120 Minuten, mit einem Umlenkkopf von 15 mm. Eine existierende Ziegelwand über die volle Höhe bildete die Grenze auf der Giebelseite, auf Gitternetzlinie F. Die äußere Wand, Gitternetzlinie 4, bestand aus einem Meter Ziegelwand mit darüber liegendem Glas. Der Raum und somit alle Fenster und Türen waren vollständig verschlossen. Die Stützen waren bis zur Unterseite der Decke, inklusive der Verbindungen, geschützt. Im Gegensatz zu Versuch 3 war in diesem Versuch der Sturzträger ungeschützt und die Querkraftdorne darüber blieben verbunden. Zwölf Holzstapel wurden als Brandlast von 40 kg/m² genutzt.

Die Entwicklung des Feuers wurde durch den Mangel an Sauerstoff stark beeinflusst. Nach einem anfänglichen Steigen der Temperatur ging das Feuer aus und schwelte solange bis nach 55 Minuten die Feuerwehr eingriff um den Raum durch das Entfernen einer einzelnen Glasscheibe zu belüften. Das Ergebnis war zunächst ein leichtes Ansteigen der Temperatur, gefolgt von einem Temperaturabfall. Nach 64 Minuten wurde eine zweite Scheibe entfernt, direkt über der ersten. Daraufhin begann die Temperatur stetig zu steigen. Zwischen 94 und 100 Minuten nach dem Start des Versuchs sind die verbleibenden Scheiben zerbrochen, was einen starken, nachhaltigen Anstieg der Temperatur zur Folge hatte. Die maximal gemessene Lufttemperatur des Raums von 1051°C wurde nach 102 Minuten gemessen (vgl. Abbildung 2.11). Die maximale Stahltemperatur von 903°C konnte nach 114 Minuten im untern Flansch des zentralen Nebenträgers festgestellt werden.

Die maximale Plattenverformung betrug 269 mm und ist in der Mitte des Raums nach 130 Minuten aufgetreten, diese ging nach dem Brand auf 160 mm zurück.

Der ungeschützte Randträger auf Gitternetzlinie 4 war während des Versuchs vollständig von Feuer umhüllt, trotzdem erreichte dieser Träger nur eine Temperatur von 680°C, was relativ gering im Vergleich zu den Temperaturen der inneren Träger ist (vgl. Abbildung 2.12). Die entsprechende maximale Verformung lag bei 52 mm nach 114 Minuten. Diese vergleichsweise kleine Verformung ist auf die noch montierten Querkraftdornen zurückzuführen, welche während des Versuchs mitgewirkt haben.

Die inneren Wände wurden direkt unter den ungeschützten Trägern gebaut wund haben den Brand gut überstanden. Das Widerstandsvermögen der Wände blieb über den gesamten Versuch erhalten. Beim Entfernen der Wände wurde sichtbar, dass einer der Träger fast über die gesamte Länge verzerrt zu beulen begonnen hat. Dies wurde einerseits durch die großen Temperaturunterschiede im Querschnitt des Trägers wegen der Lage der Wand und zusätzlich durch die starke Einspannung gegen thermische Dehnung verursacht.

In diesem Versuch trat kein lokales Beulen bei den Trägern auf und es blieben die typischen Anzeichen von hohen Zugspannungen in den Verbindungen aus, die nach dem Kühlen in den Versuchen 1 und 2 aufgetreten sind.

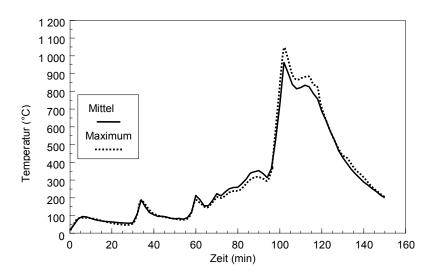


Abbildung 2.11 Gemessene Abgasthemeraturen in Versuch 4

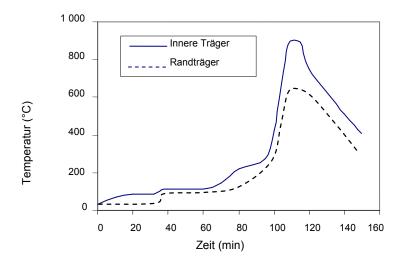


Abbildung 2.12 Maximale Flanschtemperaturen des inneren Trägers und des Eckträgers (Versuch 4)

#### 2.6 Versuch 5: Großraum

Der Versuch wurde zwischen dem zweiten und dritten Stockwerk über die gesamte Breite des Gebäudes auf 340 m² durchgeführt.

Die Brandlast von 40 kg/m² wurde in Form von Holzstapeln gleichmäßig über die gesamte Fläche verteilt. Mithilfe von feuerfesten Ständer- und Gibskartonwänden über die gesamte Breite des Stockwerks und einem zusätzlichen Feuerschutz am Aufzugschacht wurde ein Raum geschaffen. Abgeschlossen wurde der Raum per Doppelverglasung auf beiden Seiten des Gebäudes. Lediglich das mittlere Drittel der Verglasung wurde offen gelassen. Alle Stahlträger, inklusive der Randträger, waren ungeschützt. Die inneren und äußeren Stützen inklusive der Verbindungen wurden hingegen geschützt.

Für die Stärke des Feuers war die Belüftungssituation maßgebend. Es gab ein sofortiges starkes Ansteigen der Temperatur als die Verglasung zerstört wurde und damit zwei große Öffnungen auf beiden Seiten des Gebäudes entstanden sind. Die großen Lüftungsöffnungen auf beiden Seiten sorgten für ein lang brennendes Feuer. Entgegen den Erwartungen kam es aber nur zu niedrigen Temperaturen. Die maximal gemessene Lufttemperatur betrugt 746°C während die maximale Stahltemperatur bei 691°C in der Mitte des Raums lag. Die gemessenen Lufttemperaturen sind in Abbildung 2.13 dargestellt. In Abbildung 2.14 ist das Gebäude nach dem Brand zu sehen.

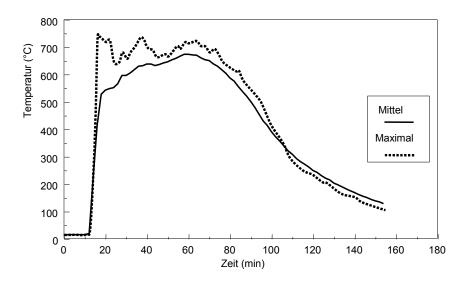


Abbildung 2.13 Maximale und Mittlere gemessene Lufttemperaturen in Versuch 5

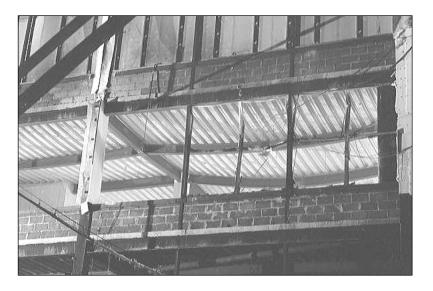


Abbildung 2.14 Verformungen des Gebäudes nach dem Brand (Versuch 5)

#### 2.7 Versuch 6: Büro Demonstrationsversucht

Ziel dieses Versuchs war es, das Verhalten eines Gebäudes unter einem realistischen Feuer zu demonstrieren.

Ein 18 m breiter und bis zu 10 m tiefer Raum mit einer Fläche von 135 m² wurde zu diesem Zweck gemauert. Der Raum repräsentierte ein Großraumbüro mit Arbeitsplätzen, die mit zeitgemäßen

Möbeln, Computern und Ordnern ausgestatet waren (vgl. Abbildung 2.15). Die Versuchsbedingungen wurden so eingerichtet, dass ein sehr starkes Feuer zu erwarten war. Dies wurde durch das Aufbauen von mehreren Holz/Plastik-Stapel, mit denen die Gesamtbrandlast auf 46kg/m² erhöht wurde (tatsächlich haben weniger als 5 % aller Büros eine höhere Brandlast), erreicht. Ebenso wurde die Fensterfläche auf das gemäß entsprechender Regelungen kleinste Maß reduziert. Insgesamt bestand die Gesamtbrandlast zu 69 % aus Holz, zu 20 % aus Plastik und zu 11 % aus Papier. Die Fensterfläche betrug mit 25,6 m² 19 % der Deckenfläche, wobei der mittlere Teil der Fenster mit 11,3 m² ohne Verglasung war. Dadurch wurde der ungüstigste Fall der Belüftung simuliert.



Abbildung 2.15 Büro vor Versuch 6

Die Stützen und die Träger-Stützen-Verbingungen waren feuergeschützt, während Haupt- und Nebenträger sowie alle Träger-Träger-Verbindungen völlig ungeschützt blieben.

Da die Querkraftdorne nicht demontiert wurden, erhielten die Randträger während des Feuers dadurch zusätzliche Unterstützung.

Als maximale Lufttemperatur wurden 1213°C gemessen, die maximale mittlere Temperatur lag bei 900°C (vgl. Abbildung 2.16). Der ungeschützte Stahl erhitzte sich bis auf eine Maximaltemperatur von 1150°C. Die maximale vertikale Verformung betrug 640 mm, die nach dem Abkühlen auf eine bleibende Verformung von 540 mm zurückging (vgl. Abbildung 2.17). Die Maximaltemperatur der Fensterstürze betrug 813°C. Jegliches brennbares Material in dem Raum wurde verbrannt, inklusive dem Inhalt der Aktenschränke. Am hinteren Teil des Gebäudes verformte sich die Deckenplatte und lag auf der gemauerten Wand auf, die Wand allerdings zeigte keinerlei Anzeichen eines Versagens.

Ein Foto des brennenden Gebäudes kurz vor dem Feuerhöhepunkt zeigt Abbildung 2.18. In den Abbildungen 2.19 und 2.20 sieht man das Gebäude nach dem Feuer. Abbildung 2.19 zeigt einen allgemeinen Überblick über den ausgebrannten Raum, während in Abbildung 2.20 eine Detailansicht des Kopfs einer Stütze dargestellt ist. Während des Versuchs ist die Deckenplatte um einen Stützenkopf herum gebrochen (vgl. Abbildung 2.21). Diese Risse sind während des Abkühlens aufgetreten, wahrscheinlich aufgrund eines Teilversagens der Träger-Stützen-Verbindung an dieser Stelle. Eine Nachuntersuchung hat gezeigt, dass die Bewehrung an dieser Stelle nicht ordnungsgemäß überlappt wurde. Tatsächlich waren die angrenzenden Bewehrungsgitter nur gestoßen. Dies zeigt die Bedeutung von kraftschlüssigen Verbindungen zwischen zwei Bewehrungsgittern.

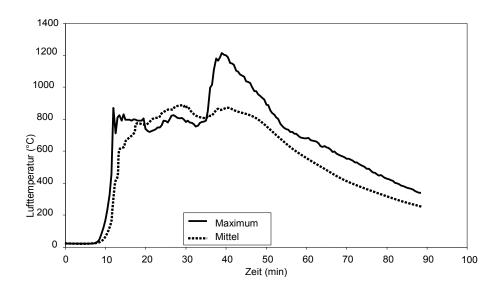


Abbildung 2.16 Gemessene Lufttemperatur in Versuch 6

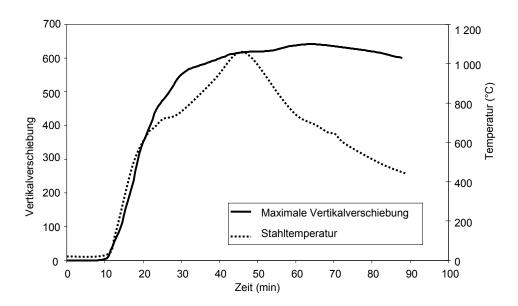


Abbildung 2.17 Maximale Stahltemperatur und vertikale Verschiebung (Versuch 6)



Abbildung 2.18 Blick von außen auf das Feuer (Versuch 6)



Abbildung 2.19 Raum nach dem Brand (Versuch 6)



Abbildung 2.20 Stützenkopf mit gebeulten Trägern (Versuch 6)

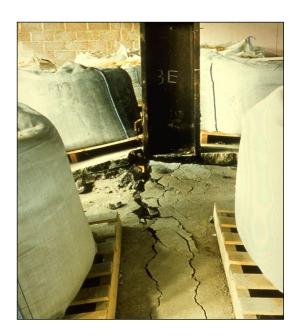


Abbildung 2.21 Gebrochene Deckenplatte bei nicht überlappendem Bewehrungsgitter (Versuch 6)

## 2.8 Versuch 7: Zentraler Raum

Der Versuch wurde in einem 11 m breiten und 7 m tiefen zentralen Raum im vierten Stockwerk des Gebäudes durchgeführt. Die dem Feuer ausgesetzten Teile des Tragwerks waren: zwei Hauptträger mit 356x71x51 UB, zwei Stützen mit 305x305x198 UC und 305x305x137 UC sowie drei Nebenträger mit 305x165x40 UB.

Als Brandlast wurden Holzstapel über die gesamten Decke des Raums verteilt, insgesamt ergab dies eine Brandlast von 40 kg/m². Die Belüftung wurde über eine 1,27 m hohe und 9 m breite Öffnung in der Fassade sichergestellt.

Etwa 130 Temperatursensoren wurden im Raum und an verschiedenen Orten entlang der Träger(sowohl am Stahlprofil als auch an der Verbundplatte) sowie in den Stahlverbindungen (Fahnenbleche und Kopfplatten) angebracht. Weitere 14 Temperatursensoren wurden an den geschützten Stützen verteilt. Um die Spannungsverteilungen zu messen wurden zwei verschiedene

Typen von Dehnmessstreifen verwendet: Hochtemperaturmessstreifen in den Verbindungen und Normaltemperatursensoren in den geschützten Stützen und in den der Hitze nicht ausgesetzten Teilen der Struktur. Um die Verformung der Decke und der Haupttragwerksteile zu messen wurden insgesamt 37 Wegaufnehmer verwendet. Diese erfassten die Verformung der Betonplatte und die horizontale Bewegung der Stützen. Zusätzlich wurden zehn Videokameras und zwei Wärmebildkameras verwendet. Damit konnten die Entwicklung des Rauchs und des Feuers, sowie die Verformung des Tragwerks und die Temperaturverteilung über die Zeit zu beobachtet werden.

Die an den verschiedenen Orten des Raums gemessenen Temperaturen wurden mit der parametrischen Kurve aus der prEN 1991-2<sup>6</sup>, Anhang B verglichen (vgl. Abbildung 2.22). Die maximale gemessene Raumtemperatur lag nach 54 Minuten bei 1107,8°C.

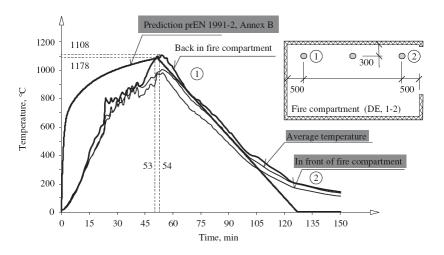


Abbildung 2.22 Gemessene Lufttemperatur im Raum bei Versuch 7

Die Maximaltemperatur der ungeschützten Stahlträger lag im mittleren Teil des unteren Flanschs des Trägers D2-E2 bei 1087,5°C, diese Temperatur trat nach 57 Minuten auf (vgl. Abbildung 2.23). In den Verbindungen wurde eine maximale Temperatur von etwa 200°C gemessen.

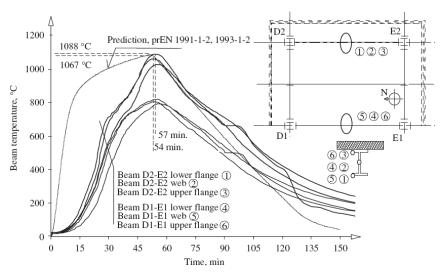


Fig. 11. Differential relative temperature variation within the beams D1-E1; D2-E2.

Abbildung 2.23 Temperaturveränderung in den Stahlträgern bei Versuch 7

Eine Übersicht über die in der Betonplatte gemessenen Temperaturen wird in Abbildung 2.24 gegeben. Gemessen wurde in der Bewehrung über dem Träger. Es konnte beobachtet werden, dass auf der dem Feuer nicht ausgesetzten Seite der Platte eine Temperatur von weniger als 100°C gemessen wurde, was für die Isolationswirkung der Platte spricht.

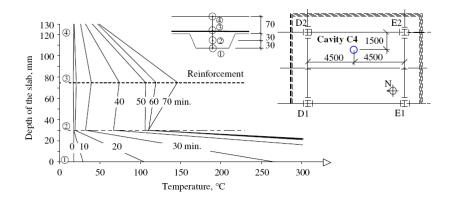


Abbildung 2.24 Temperaturänderungen in der Betonplatte (Versuch 7)

Insgesamt trat eine maximale Verformung der Betonplatte von 1200 mm auf. Trotz dieser immensen Verformung ist es entgegen der Erwartungen zu keinem Versagen der Platte gekommen (Abbildung 2.25). Nach dem Abkühlen ist die Verformung auf 925 mm zurückgegangen.





Abbildung 2.25 Blick auf das Stockwerk nach Versuch 7

Nach 23 Minuten begann der untere Trägerflansch und der zugehörige Steg zu beulen (siehe Abbildung 2.26). Verursacht wurde dieses lokale Beulen durch die auftretenden Spannungen infolge der Temperaturausdehnung. Zusätzlich trat in dem Querschnitt kurz nach dem Ende des geschützten Bereichs der Effekt der Biegung durch thermoplastische Gelenke auf. Dieser Effekt wurde durch die verhinderte Temperaturausdehnung beim geschützten Teil hervorgerufen.





Abbildung 2.26 Verschiedene verformte Stahlträger (Versuch 7)

Abbildung 2.27 zeigt die offenen Brüche in der Betonplatte um einen der Stützenköpfe herum. Dieser Bruch entwickelte sich entlang einer Linie an der sich die Bewehrungsmatten ohne ausreichende Verbindung überlappten.





**Abbildung 2.27** Gebrochene Deckenplatte um einen der Stützenköpfe herum (Versuch 7)

# 2.9 Allgemeine Kommentare zu beobachteten Verhalten

Insgesamt hat sich die Konstruktion in allen Versuchen sehr gut verhalten und die gesamte Bauteilstabilität konnte zu jedem Zeitpunkt beibehalten werden.

Das Verhalten des gesamten Gebäudes im Brandfall ist offenbar sehr unterschiedlich zu dem Verhalten von einzelnen nichtgehaltenen Bauteilen im Standardbrandversuch. Offensichtlich kommt es in realen Strukturen zu Wechselwirkungen und Veränderungen im Traglastmechanismus, wodurch das tatsächliche Verhalten der Struktur dominiert wird. Diese Effekte liegen außerhalb des Bereichs eines einfachen Standardbrandversuchs und können folglich damit nicht nachvollzogen oder beurteilt werden.

Der Versuch in Cardington hat gezeigt, dass modern Stahlrahmengebäude, die mit Stahlblechdeckenplatten im Verbund ausgeführt werden, einen viel größeren Feuerwiderstand erreichen als vermutet. Diese Beobachtung kann durch andere Quellen bestätigt werden.

#### 3 PARKAUSBRANDVERSUCH IN FRANKREICH

Zwischen 1998 und 2001, wurden Im Rahmen eines ECCS Projektes, Brandversuche an einem offenen Parkhaus durchgeführt. Es handelte sich um eine Verbundkonstruktion.

Eigens für einen realitätsnahen Brandversuch wurde ein einstöckiges, offenes Parkhaus mit Rahmen als Verbundkonstruktion konstruiert. Die Decke des Parkhauses umfasste eine Fläche von 32 x 16 m² und entspricht 48 Autostellplätzen. Die Geschosshöhe betrug 3 m (vgl. Abbildung 3.1)

#### Das Bauwerk bestand aus:

- Ungeschützten Stahl-Stützen: HEA 180 (Rand-Stützen) und HEB 200 (zentrale Stützen),
- Verbundträger: ungeschützte Stahlträger (IPE 550, IPE 400 und IPE 500) die mit der Verbundplatte verbunden waren,
- Verbundpatte mit einer Gesamtdicke von 120 mm (Stahlbleche: COFRASTRA40)

Die Tragwerksplanung des offenen Parkhauses basierte auf einem Brandschutzkonzept, das im Laufe eines früheren Europäischen Forschungsprojekts speziell für offene Parkhäuser entwickelt wurde. Für dieses Konzept wurde ein Brandszenario definiert, welches auf Statistiken für reale Parkhausbrände basiert. Die strukturelle Widerstandsfähigkeit des offenen Parkhauses wurde mit einem fortgeschrittenen 2D-Rahmenanalyse-Modell überprüft. Dadurch konnte der Einfluss von Membraneffekten in der Verbundplatte vernachlässigt werden (vgl. Abbildung 3.2)

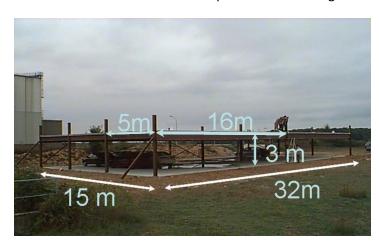


Abbildung 3.1 Offenes Parkhaus vor dem Brandversuch

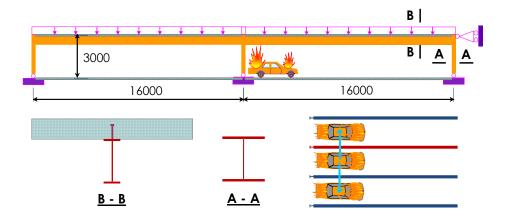


Abbildung 3.2 2D-Modell des geVersucheten Parkhauses mit ebenem Verbundrahmen (Maße in mm)

Insgesamt wurden drei Versuche am offenen Parkhaus durchgeführt. Bei den ersten zwei Versuchen waren drei Fahrzeuge beteiligt. Der dritte Versuch sollte die Brandübertragung bei zwei sich gegenüber stehenden Autos zeigt. Die Fahrzeuge ließ man bei jedem Versuch komplett ausbrennen.

Das stärkste Feuer entwickelte sich im zweiten Versuch. Hier brannten unter starkem Windeinfluss drei Fahrzeuge zusammen für 10 Minuten, bezogen auf die Entzündung des ersten Fahrzeuges(vgl. Abbildung 3.3). Als Folge davon war ein erheblicher Teil des Geschosses den Flammen ausgesetzt. Dabei wurden Temperaturen von über 800 °C erreicht (vgl. Abbildung 3.4). Die Stahlträger über den ausgebrannten Autos wurden auf mindestens 700°C erhitzt (vgl. Abbildung 3.5).



Abbildung 3.3 Ausmaß des Feuers während einem der Brandversuche

Obwohl die Erhitzung der Stahlträger zu einer beträchtlichen Reduktion der Stahlfestigkeit führte, kam es während der Brandversuche zu keinem Versagen der Stahlstruktur. In Bezug auf das Tragverhalten, nahm die maximal gemessene Durchbiegung der Verbunddecke mit maximal 150 mm einen relativ geringen Wert an.

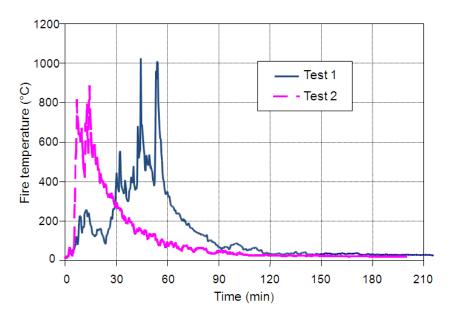


Abbildung 3.4 Gemessene Temperaturen der Brandgase über den ausgebrannten Autos

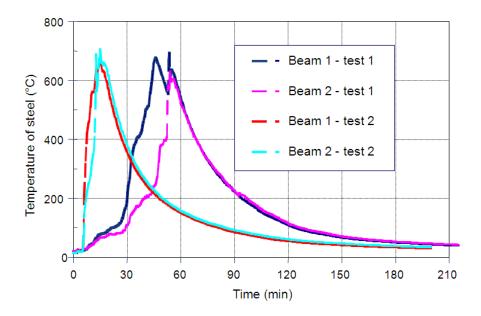


Abbildung 3.5 Gemessene Temperaturen der Stahlträger über den ausgebrannten Autos

Da die von einer zweidimensionalen Simulation vorhergesagten Durchbiegungen höher als die während des Versuches gemessenen waren, wurde ein dreidimensionales Modell erzeugt,. Damit sollte das strukturelle Verhalten des Parkhauses unter Verwendung von Modellierungstechniken, die während der zweiten Phase des Cardington-Forschungsprojektes entwickelt wurden, vorhergesagt werden (vgl. Abbildung 3.6).

Abbildung 3.7 zeigt einen Vergleich zwischen den im Versuch gemessenen Durchbiegungen und denen, die in den zwei- bzw. dreidimensionalen Modellen vorhergesagt worden waren. So wurde beobachtet, dass die Ergebnisse aus dem 3D-Modell dem Versuch am Nächsten kommen.

Offensichtlich zeigt der Membran Effekt der Verbunddecke bereits bei relativ geringen Verformungen positive Auswirkungen.

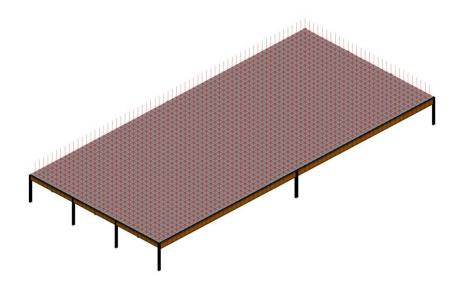


Abbildung 3.6 3D-Modell eines offenen Parkhauses

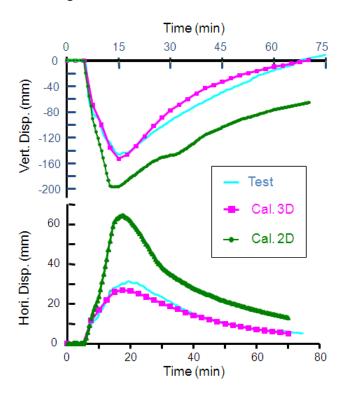
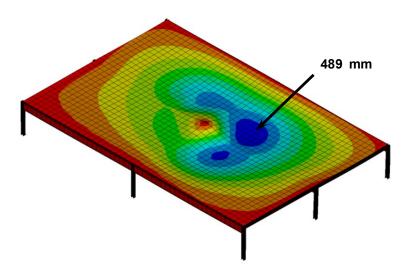


Abbildung 3.7 Vergleich der vertikalen Auslenkungen zwischen Kalkulation und Versuch

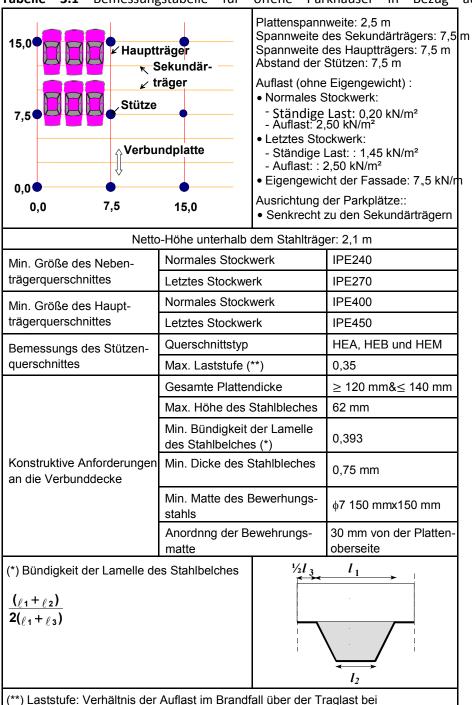
Dennoch können die Stahlteile, gemäß dem im Brandversuch vorausgesetzten Brandschutz, bis auf ca. 950°C erhitzt werden. Es ist naheliegend, dass sich bei einer derartigen Erhitzung die Durchbiegung der Decke vergrößert und ihr struktureller Widerstand maßgeblich auf den Membraneffekt zurückzuführen ist (vgl. Abbildung 3.8).



**Abbildung 3.** Durchbiegung bei einem offenen Parkhaus unter Brandszenario gemäß französischer Bestimmungen

Die Methodik, die basierend auf der 3D-Modellierung der Verbunddecke des offenen Parkhauses, im Laufe des Projektes entwickelt wurde, setzte man später bei diversen Brandschutzprojekten in Frankreich ein. Damit sollte die Stabilität von ungeschützten Verbundstahlrahmen bei offenen Parkhäusern überprüft werden. Die Methode basiert auf dem Membraneffekt des Verbundstahls und der Betondecke. Um die Anwendung zu erleichtern, wurden zusätzlich zahlreiche Bemessungstabellen <sup>7</sup> bereitgestellt. Darin werden die Standardgrößen von Stahlbauteilen, Betondecken und den benötigten Bewehrungsmatten in Übereinstimmung mit der Auflast und dem Rahmensystem dargestellt. Eine dieser Bemessungstabellen ist in Tabelle 3.1 beispielhaft dargestellt.

Bemessungstabelle für offene Parkhäuser in Bezug auf den Brandschutz Tabelle 3.1



Raumtemperaturbemessung

# 4 ERKENNTNISSE AUS REALEN BRÄNDEN IN VERSCHIEDENEN LÄNDERN

In den frühen 90ern konnte man durchzwei Brände in England (Broadgate und Churchill Plaza) die Auswirkung von Bränden auf den modernen Stahlhochbau beobachten. Die hier gesammelten Erfahrungen, waren bedeutungsvoll für die zukünftige Planung von Gebäuden, die Brandeinwirkung standhalten sollten und für das Cardington Experiment.

Weitere Erkenntnisse zum Verhalten von Gebäuden bei Brand konnten aus groß angelegten Brandversuchen in Deutschland und Australien gesammelt werden. In Australien und Neuseeland wurden daraufhin Bemessungsmethoden entwickelt, bei denen die Verwendung von ungeschütztem Stahl im mehrstöckigen Stahlhochbau zulässig ist.

#### 4.1 Broadgate

Im Jahr 1990 ereignete sich ein Brand in einem fast fertiggestellten 14-stöckigen Bürokomplex am Broadgate-Bauvorhaben in London<sup>8</sup>. Das Feuer ging von einer großen Baubarracke im ersten Stockwerk des Gebäudes aus. Gemäß Schätzungen erreichten die Temperaturen über 1000°C..

Die Decke wurde unter Verwendung von Gitterbewehrung und Verbundträgern mit großen Spannweiten zur Unterstützung der Verbunddecke konstruiert. Die Deckenplatte war für einen 90-minütigen Feuerwiderstand ausgelegt. Da sich das Gebäude zum Zeitpunkt des Brandes noch im Bau befand, war der passive Brandschutz der Stahlkonstruktion noch unvollständig. Die Sprinkleranlagen und andere aktive Brandschutzmaßnahmen waren noch nicht einsatzfähig.

Nach dem Brand ergab eine metallurgische Untersuchung, dass die Temperaturen des ungeschützten Stahlbaus wahrscheinlich keine höheren Werte als 600°C erreicht hatten Eine ähnliche Untersuchung der Schraubenbei den Stahlverbindungen ergab, dass dort die maximalen Temperaturen in etwa bei 540°C betrugen. Diese Temperatur wurde entweder während dem Brand oder während der eigenen Fertigung erreicht

Bei den Stahlträgern konnten bleibende Durchbiegungen zwischen 270 mm und 82 mm gemessen werden. Träger mit bleibenden Verformungen in den höheren Stockwerken zeigten Spuren von lokalem Beulen des unteren Flansches und des Stegs in Auflagernähe. Offensichtlich wurde das Materialverhalten der Träger stark von der Behinderung der Temperaturausdehnung beeinflusst. Diese Behinderung war durch die umliegende Struktur gegeben, die eine wesentlich geringere Temperatur aufwies als der direkt dem Brand ausgesetzte Stahl. Axiale Kräfte wurden in die erhitzten Träger eingeleitet, was zu einer Erhöhung der vertikalen Verformungen durch den P-Delta-Effekt führte. Das Beulen von unterem Steg und Flansch nahe den Auflagern wurde durch eine Kombination der eingeleiteten axialen Kräfte und des negativen Momentes, welches durch die Einspannungen an den Verbindungen entstand, ausgelöst.

Durch die Untersuchungen wurden lediglich die ungünstigen Auswirkungen der Ausdehnungsbehinderungen der Stahlträger. nachgewiesen. Positive Effekte wie "Brücken-" oder "Membranbilddung waren nicht zu beobachten. Ursache hierfür sind die während des Brandes vergleichsweise geringen e Temperaturen, die während des Brands erreicht wurden. Die gefertigten Stahlfachwerke spannten über 13,5 m und hatten eine maximale bleibende Durchbiegung von 552 mm. Einige Fachwerkselemente wiesen Anzeichen von Beulen auf. Offensichtlich erzeugte die

Kombination aus temperaturabhängiger Ausdehnungsbehinderung, die von anderen Elementen des Fachwerks ausging, und nicht einheitlichem Erwärmen, eine zusätzliche axiale Druckkraft, die zum Beulen führte.

Zum Zeitpunkt des Brandes waren nicht alle Stahlträger vor dem Feuer geschützt. Im ungeschützten Falle verformten und verkürzten sich die Stützen um etwa 100 mm (vgl. Abbildung 4.1). Diese Stützen waren wiederum mit Stützen verbunden, die keinerlei bleibende Verformungen aufzeigten. Diese Verkürzung könnte eine Folge der Wärmeausdehnungsbehinderung gewesen sein. Diese wurde durch einen biegesteifen Träger im Obergeschoss des Gebäudes zusammen mit den Stützen außerhalb der dem Feuer ausgesetzten Fläche verursacht.



Abbildung 4.1 Ausgebeulte Stütze und deformierte Träger am Broadgate

Obwohl sich einige der Stützen verformten, wies der Aufbau keinerlei Anzeichen eines Versagens auf. Offensichtlich war der weniger betroffene Teil der Konstruktion in der Lage die zusätzlichen Lasten aus dem durch Brand geschwächten Teil aufzunehmen.

Als Folge des Brandes wurde die Verbundträgerdecke stark verformt wobei das Maximum in vertikaler Richtung bei 600 mm lag (vgl. Abbildung 4.2). Zudem konnte ein teilweises Versagen der Bewehrung beobachtet werden. An einigen Stellen hatte sich das Verbundblech der Decke vom Beton gelöst. Gründe hierfür waren vermutlich der dem Beton entwichene Wasserdampf, die Wärmedehnung und die dadurch hervorgerufenen unterschiedlichen Ausdehnungen der Konstruktionsteile.

Als Verbindungsmittel wurden in der Konstruktion Knagge und Stirnplatten verwendet. Obwohl nach dem Feuer die Verformungen deutlich erkennbar waren, konnte man bei keiner der Verbindungen ein Versagen beobachten. In den Knagge-Verbindungen kam es zu Verformungen der Schraubenlöcher. Bei einer Stirnplattenverbindungen kam es zum Bruch von zwei Schrauben. Bei einer anderen wurde eine Seite des Trägers beschädigt, wodurch allerdings die Lastabtragung nicht beeinträchtigt wurde. Die Verformungen wurden wahrscheinlich durch aufgrund Zugkräfte hervorgerufen, die sich beim Abkühlvorgang gebildet hatten.

Durch den Brand wurden Bauteile auf einer Fläche von annähernd 40 m x 20 m so stark beschädigt, dass sie erneuert werden mussten. Dennoch trat kein konstruktives Versagen ein. Das Widerstandsvermögen der Geschossdecke konnte während des Feuers beibehalten werden. Der

direkte Brandschaden lag bei 25 Mio. £ (ca. 31,3 Mio. €) wovon weniger als 2 Mio. £ (ca. 2,5 Mio. €) für die Reparatur des konstruktiven Tragwerks und dem Stockwerksschaden anfielen. Die anderen Kosten resultierten aus Rauchschäden. Die baulichen Reparaturen waren nach 30 Tagen abgeschlossen.



**Abbildung 4.2** Ansicht der verformten Decke über dem Feuer (die maximale Durchbiegung lag bei 600 mm)

# 4.2 Churchill-Plaza Gebäude, Basingstoke

Im Jahr 1991 ereignete sich ein Brand im "Mercantile Credit Insurance" – Gebäude am Churchill Plaza, Basingstoke. Das 12-stöckige Gebäude wurde 1988 errichtet. Die Stützen hatten eine Brandschutzvertkleidung und die Träger der Verbundträgerdecke waren mit einem aufgesprühten Schutz ausgestattet. Die Unterseite der Verbundträgerdecke war nicht brandgeschützt. Die Struktur wurde auf einen 90-minütigen Feuerwiderstand bemessen.

Das Feuer brach im achten Stockwerk aus und breitete sich durch das Versagen der Verglasung rasch auf den neunten und zehnten Stock aus. Während des Brandes verhielt sich der Brandschutz gut und es entstanden keine bleibenden Verformungen an der Stahlkonstruktion. Vermutlich war es ein vergleichsweise "kaltes" Feuer da durch das Versagen der Verglasung ein starker Luftzug entstand der die Belüftung erhöhte. Die geschützten Verbindungen zeigten keinerlei Verformungen.

An einigen Stellen wies das Verbundblech mit Schwalbenschwanz Anzeichen einer Ablösung von der Betondeckenplatte auf. (Dies wurde bereits beim Broadgate Brand beobachtet). Es wurde ein Belastungsversuch mit der 1,5-fachen Bemessungslast an den Stellen die am stärksten betroffen waren, durchgeführt. Der Versuch zeigte, dass die Platte weiterhin eine ausreichende Tragfähigkeit besaß und ohne Reparaturen weiterhin verwendet werden konnte.

Die geschützte Stahlkonstruktion erlitt keinen Schaden. Die gesamten Kosten der Reparatur betrugen 15 Mio. £ (ca. 18,8 Mio. €), wobei der Großteil der Schäden, wie auch beim Broadgate-Brand, durch

die Rauchgaskontamination entstand. Beim Renovieren des Gebäudes wurde außerdem eine Sprinkleranlage eingebaut.

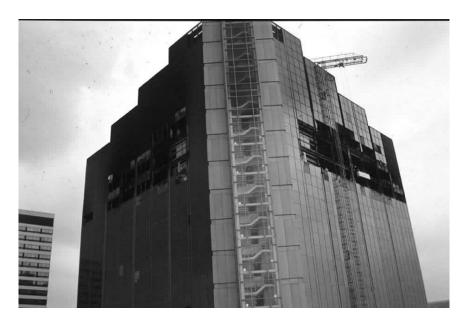


Abbildung 4.3 Churchill Plaza, Basingstoke, nach dem Feuer

#### 4.3 Australische Brandversuche

BHP, Australiens größter Stahlproduzent, hat bereits viele Jahre Forschung betrieben und Veröffentlichungen zum Thema Brandschutz für den Stahlhochbau herausgegeben (<sup>9</sup> <sup>10</sup>). Eine Reihe von groß angelegten, natürlichen Brandversuchen wurde in speziell konstruierten Anlagen in den Laboren von Melbourne durchgeführt, stellvertretend für Brände in Sportstadien, Parkhäusern und Bürogebäuden. Das Büro-Versuchs-Programm konzentrierte sich vor allem auf Sanierungsprojekte von wichtigen Gebäuden im Wirtschaftszentrum von Melbourne.

#### 4.3.1 William Street Brandversuche und Bemessungsansatz

Ein 41-stöckiges Gebäude in der William Street im Zentrum von Melbourne war nach seiner Fertigstellung im Jahre 1971 das höchste Gebäude Australiens. Das Gebäude wurde quadratisch geplant und beinhaltet einen quadratischen Innenhof. Es wurde eine Sprinkleranlage für ein kleines Brandrisiko eingerichtet. Die Stahlkonstruktion um den Innenhof und die umfassenden Stahlstützen wurden durch eine Betondeckung geschützt. Die Träger und die Laibung der Stahlverbunddecken waren durch ein auf Asbest basierendes Material geschützt. Im Zuge eines im Jahr 1990 durchgeführten Sanierungsprogrammes, wurde entschieden den gefährlichen Asbest zu entfernen.

Die Deckenkonstruktion wurde mehr hinsichtlich einer guten Gebrauchstauglichkeit als hinsichtlich einer großen Tragfähigkeit bemessen. Das bedeutet, dass eine Reserve in der Tragfähigkeit vorhanden war, die sich vorteilhaft auf das Verhalten der Konstruktion während eines Brandes auswirkte. Dadurch erreichte die Konstruktion die Grenze der Tragfähigkeit erst bei noch höheren Temperaturen .

Zur Zeit der Sanierung betrug der geforderte Feuerwiderstand 120 Minuten. Normalerweise hätten Brandschutzmittel an den Trägern und der Deckenlaibung aufgebracht werden müssen. Allerdings wurden die Australischen Brandschutzbestimmungen überarbeitet und erlaubten nun den ungeschützten Zustand der Deckenlaibung für den geforderten Feuerwiderstand von 120 Minuten . Zusätzlich war es erforderlich, die existierende Sprinkleranlage vom "kleinen Brandrisiko" hin zur "leichten Bränden" zu verbessern, um sie an die aktuellen Bestimmungen anzupassen.

Im Jahr 1990 war der Feuerwiderstand von Gebäuden Gegenstand einer nationalen Diskussion. Dies wurde für eine Risikobewertung des Gebäudes genutzt. Dabei wurde beurteilt, ob der Brandschutz des Stahlbaus und die Verbesserung des Sprinklersystems für dieses Gebäude tatsächlich notwendig waren. Es wurden zwei Gutachten durchgeführt. Das erste basierte auf den geltenden Vorschriften ohne zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen. Das zweite wurde ohne Schutz der Träger und der Laibung der Decke, mit Beibehaltung der bestehenden Sprinkleranlage, durchgeführt. Auch die Auswirkung des Warnsystems und des Gebäudemanagementsystems wurden im zweiten Gutachten mit einbezogen. Die Behörden waren sich einig, dass sich die Ergebnisse der zweiten Risikoanalyse mindestens genauso günstig auswirkten wie die in der ersten. Der Einsatz der bereits vorhandenen Sprinkleranlage, der ungeschützten Stahlträger und Verbundträgerdecke wurde als ausreichend befunden.

Um Daten für die zweite Risikoanalyse zu erhalten, wurde eine Reihe von vier Brandversuchen durchgeführt. Der Versuch zeigte den Bezug zwischen dem wahrscheinlich auftretende Feuer, der Leistung der existierenden Sprinkleranlage, dem Verhalten der ungeschützten Verbundstahldecke und der Wabenträger, die dem realen Feuer ausgesetzt waren, sowie der möglichen Entwicklung von Rauch und toxischen Gasen.

Die Experimente wurden in einem für diesen Zweck errichteten Versuchsgebäude der Melbourne-Labore von der BHP Forschungsabteilung durchgeführt (vgl. Abbildung 4.4). Dieses simulierte eine mit typischer Geschosshöhe von 12 m x 12 m große Abschnitt des Gebäudes. Das Versuchsgebäude wurde entsprechend einem Großraumbüro ausgestattet. Zudem wurde ein kleines Büro mit Abmessungen von 4 m x 4 m angeordnet. Dieses Büro wurde von einer Gipskartonplatte, mehreren Fenstern, einer Tür und der Fassade des Versuchsgebäudes umschlossen. Zusätzliche Belastungen wurden mit Hilfe von Wassertanks simuliert.

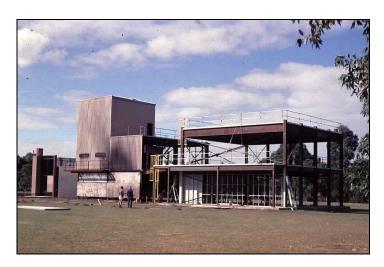




Abbildung 4.4 BHP Versuchsgebäude und Brandversuch

Es wurden vier Brandversuche durchgeführt. Die ersten beiden testeten die Leistung der Sprinkleranlage für leichtes Brandrisiko. Im ersten Versuch brach das Feuer im kleinen Büro aus und die Sprinkler wurden automatisch aktiviert. Dieses Büro hatte eine Brandlast von 52kg/m². Die Raumtemperatur erreichte 60° C, bevor die Sprinkler das Feuer unter Kontrolle brachten und es schließlich löschten. Im zweiten Versuch brach das Feuer im Großraumbüro inmitten von vier Sprinklern aus. Diese Fläche hatte eine Brandlast von 53,5 kg/m². Die Umgebungstemperatur erreichte 118°C bevor die Sprinkler das Feuer kontrollierten und löschten. Mit diesen beiden Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass die vorhandene Sprinkleranlage ausreichend war.

Das strukturelle und thermische Verhalten der Verbundträgerdecke wurde im dritten Versuch bewertet. Die Stützen waren dabei teilweise geschützt. Das Feuer begann im Großraumbüro, von wo es sich durch die abgeschaltete Sprinkleranlage gut ausbreiten konnte. Die maximale Raumtemperatur betrug 1254°C. War diese erreicht, wurde das Feuer gelöscht. Die Verbunddecke versagte trotz der Auflast nicht. Die maximale Temperatur die an der Oberseite der Deckenplatte gemessen wurde betrug 72°C. Die Unterseite der Platte war teilweise durch das Deckensystem, welches während des Brandes im Wesentlichen unbeschädigt geblieben war, geschützt.

Im vierten Versuch ließ man die Stahlträger ungeschützt und das Feuer wurde im kleinen Büro entfacht. Das Feuer schaffte es nicht die Großraumbürofläche zu erreichen, obwohl durch das manuelle Zerstören der Fensterscheiben die Belüftung erhöht wurde. Deshalb mussten die Brände hauptsächlich von einer externen Quelle im Großraumbüro entzündet werden. Die maximal gemessene Lufttemperatur erreichte 1228°C, die maximale Temperatur der Stahlträger betrug 632°C über der abgehängten Decke. Das Feuer wurde gelöscht sobald man annehmen konnte, dass die maximale Raumtemperatur erreicht worden war. Wieder waren die Stahlträger und die Decke teilweise durch die Gebäudedecke abgeschirmt worden. Die mittlere Durchbiegung der Wabenträger betrug 120 mm, wobei der Großteil dieser Verformungen während der Abkühlung der Konstruktion auf Umgebungstemperatur erfolgte.

Drei unbelastete Stützen wurden im Feuer platziert, um die Auswirkung von einfachen Feuerschutzummantelungen zu Versuchen. Eine Stütze wurde mit verzinktem Stahlblech ummantelt und eine weitere mit einem Aluminiumblech. Eine dritte wurde als Referenzstütze ungeschützt belassen. Die maximal gemessenen Temperaturen betrugen 580°C, 427°C und 1064°C. Dies deutet darauf hin, dass bei geringer Brandlast einfache Brandschutzummantelungen bereits einen ausreichenden Schutz bieten.

Mit Hilfe der vier Brandversuche konnte man feststellen, dass die existierende Sprinkleranlage für ein leichtes Brandfallrisiko ausreichend war. Zudem war für die Stahlträger und die Unterseite der Verbunddecke kein zusätzlicher Brandschutz erforderlich. Somit sollte jedes Feuer im Gebäude der Williams Street, vorausgesetzt die Temperaturen übersteigen nicht die im Brandversuch gemessenen, keine übermäßigen Verformungen bei Decke und Träger hervorrufen.

Dies konnte mit großer Wahrscheinlichkeit gewährleistet werden, da der Temperaturanstieg in den Stahlträgern von der abgehängten Decke, die im Laufe des Brandversuches weitestgehend intakt blieb, beeinflusst wurde.

Das größte Bürogebäude des Stadtzentrums, welches Gegenstand der technischen Untersuchungen war, war im Besitz des größten australischen Versicherungsunternehmens. Dieses hatte auch das Versuchsprogramm initiiert und finanziert. Dieses Gebäude wurde von den lokalen Behörden ohne passiven Feuerschutz der Träger und einer Sprinkleranlage für ein leichtes Brandrisiko mit verbesserter Betriebssicherheit genehmigt, ebenso wie die im Versuch für gut befundene, angeschlossene Deckenabhängung.

#### 4.3.2 Collinsstraße- Brandversuche

Dieser Prüfstand wurde errichtet um einen Teil des geplanten mehrstöckigen Stahlhochbaus in der Collinsstraße in Melbourne zu simulieren. Ziel des Versuchs war es, Temperaturdaten des Feuers zu sammeln, die aus der Verbrennung der Einrichtung eines typischen Büroabteils resultierten.

Das nachgebaute Gebäudeteil hatte eine Fläche von 8,4 x 3,6 m und wies eine typische Büroeinrichtung auf. Diese ergab eine Brandlast zwischen 44 und 49 kg/m². Es wurde eine abgehängte Decke mit verputzter Fieberglasverkleidung installiert, die aber keine Funktion als Brandschutzdecke hatte. Eine unbelastete Betonplatte bildete die Decke des Raums. Während des Versuchs wurden die Temperaturen der Stahlträger zwischen der Betonplatte und der abgehängten Decke aufgenommen. Die Temperaturen von drei inneren frei stehenden Stützen wurden ebenfalls aufgezeichnet. Zwei dieser Stützen wurden mit Aluminiumfolie und Stahlblechen geschützt. Diese fungierten als einfache Feuerschutzummantelungen. Die dritte Stütze blieb ungeschützt. Zudem wurden drei äußere Stützen errichtet, welche sich 300 mm vom Fenster entfernt außerhalb des Gebäudeteils.

Das Deckensystem bot, obwohl es sich nicht um eine Brandschutzdecke handelte, einen ausreichenden Brandschutz und sorgte dafür, dass die Temperaturen der Stahlträger niedrig blieben. Ein Großteil der abgehängten Decke blieb während des Versuchs unbeschädigt. Die Raumtemperaturen unterhalb der Decke reichten von 831°C bis 1163°C, wobei der niedrigere Wert in der Nähe des zerbrochenen Fensters gemessen wurde. Über der Decke reichten die Lufttemperaturen von 344°C bis 724°C. An den beschädigten Stellen der Decke traten jedoch höhere Temperaturen auf. Die maximale Temperatur der Stahlträger lag bei 470°C.

Die unbelasteten inneren Stützen erreichten eine Spitzentemperatur von 740°C im ungeschützten Fall und 403°C im geschützten. Bei den freiliegenden äußeren Stützen lag die Höchsttemperatur bei 490°C.

Dieser erste Versuch zeigte dass die Temperaturen der Träger und externen Stützen ausreichend gering waren, um den Einsatz von ungeschütztem Stahl zu rechtfertigen. Wie bereits in den Versuchen zur Williams Street, erwies sich auch hier der Schutz, den die abgehängte Decke bot, als vorteilhaft.

#### 4.3.3 Schlussfolgerungen der Australischen Untersuchungen

Die australischen Versuche und die damit verbundene Risikoanalyse führten zu dem Schluss, dass bei einem Hochhaus mit ausreichender, zuverlässiger Sprinkleranlage ungeschützte Träger ein höheres Maß an Sicherheit bieten, als vergleichbare Gebäude, die den Anforderungen des australischen Baugesetztes mit einem passiven Schutz entsprechen. Bis Anfang 1999 wurden sechs solcher Gebäude mit 12 bis 41 Stockwerken in Australien zugelassen.

#### 4.4 Deutsche Brandschutzversuche

Im Jahr 1985 wurde ein Brandversuch an einem vierstöckigen aus Stahlrahmen gefertigtem Versuchsgebäude der Universität Stuttgart-Vaihingen in Deutschland<sup>(9)</sup> durchgeführt. Nach diesem Experiment wurde das Gebäude für Büros und Labore genutzt.

Das Haus wurde unter Verwendung vieler unterschiedlicher Arten von Stahl- und Beton-Verbundelementen gebaut. Dazu gehören mit Wasser gefüllte Stützen, teilweise ummantelte Stützen, Stützen verfüllt mit Beton, Verbundträger und verschiedene Arten von Verbundwerkstoff-Decken.

Der Hauptbrandversuch wurde im dritten Stockwerk des Gebäudes, in einem Brandabschnitt, der rund ein Drittel des Gebäudes einnahm, durchgeführt. Hölzerne Behälter lieferten die Brandlast und mit Wasser gefüllte Ölfässer stellten eine schwere Belastung da. Während des Versuchs überschritten die Raumtemperaturen 1000°C, wobei die Temperaturen der Deckenträger bis zu 650°C erreichten. Nach dem Versuch zeigte die Untersuchung der Träger, dass Abplatzungen an den mit Beton verfüllten Stegen in einigen Bereichen zur Freilegung der Bewehrung führten. Allerdings war das Verhalten der Träger im Versuchsverlauf sehr gut und es kam zu keinerlei nennenswerten, bleibenden Verformungen nach dem Brand. Die äußeren Stützen und jene die sich um den zentralen Kern befanden, zeigten keinerlei Anzeichen bleibender Verformungen. Die Verbunddecke erreichte während des Brandes eine maximale Durchbiegung von 60 mm und behielt ihre gesamte Widerstandsfähigkeit.

Nach dem Brand wurde das Gebäude renoviert. Die Sanierungsarbeiten umfassten die Erneuerung der beim Brand beschädigten Außenwandplatten, die beschädigten Teile der Stahldeckung der Betondecke und die Betonfüllung der Träger. Damit wurde gezeigt, dass die wirtschaftliche Sanierung der Konstruktion möglich war.

# 4.5 Experimentelle Arbeiten bei Raumtemperatur

Das einfache Bemessungsverfahren, welches in Abschnitt 5 vorgestellt wird, basiert auf theoretischen Modellen, die aus der Bemessung bei Raumtemperatur entstanden und mit experimentellen Untersuchungen nachgewiesen wurden. Seit 1961 wurde eine Reihe solcher Versuche durchgeführt. Ziel war es, das Membranverhalten in Betonplatten (15, 18, 22, 23, 24) ohne ebene horizontale Einspannungen zu untersuchen. Bei allen Versuchen versagte die Probe aufgrund von großen Rissen, die über die gesamte Dicke und über die kürzere Spannweite der Betonplatten verliefen. Ein Membranverhalten konnte somit eindeutig beobachtet werden (vgl. Tabelle 4.1).

**Tabelle 4.1** Vergleich zwischen einfacher Bemessungsmethode und den vorausgegangenen Raumtemperaturversuchen<sup>11</sup>

Bezug	Versuch Nr	Plattengröße (m)	Bruchlini enlast (kN/m²)	Versuc hslast (kN/m² )	beobachtete	Berechnete Vergrößerung Einheit?
Hayes & Taylor( <b>Feh</b>	R11	0,914x0,91 4	15,43	31,97*	2,07	2,07
er! Verweisqu	R12	0,914x0,91 4	55,64	89,0*	1,60	2,11
elle konnte nicht	R13	0,914x0,91 4	29,05	60,8*	2,09	2,09
gefunden werden.)	R21	1,372x0,91 4	20,24	36,48*	1,80	1,80
	R31	1,828x0,91 4	16,37	25,08*	1,53	1,49
Taylor, Maher &	S1	1,829x1,82 9	23,83	42,90*	1,80	1,48
Hayes  (Fehler!	S7	1,829x1,82 9	23,83	39,03*	1,64	1,68
erweisquel le konnte nicht gefunden werden.)	S9	1,829x1,82 9	23,83	38,13*	1,60	1,31
Sawczuk & Winnicki 'Fehler! erweisquel le konnte nicht gefunden werden.'	Typ 1 $(\alpha = 2.0)$	2,0x1,0	20,6	38,26*	1,86	1,71
	Typ 2 $(\alpha = 2.0)$	2,0x1,0	10,99	17,18*	1,56	1,46
	Typ 1 (α = 1.45)	1,6x1,1	21,04	45,13*	2,14	2,15
Wood <sup>(</sup> Fehl r! Verweisqu elle konnte nicht gefunden werden.)		0,610 x0,610	10,45 (kN)	17,14* (kN)	1,64	1,36
BREFehler Verweisqu elle konnte		9,5 x 6,46	2,58	4,81	1,86	1,68

Eine Reihe von 22 Versuchen wurde an horizontalen, nicht eingespannten, kleinflächigen Betonplatten mit einem Seitenverhältnis von 1,0 oder 1,55 gemäß Bailey und Toh<sup>12</sup> durchgeführt. Dabei wurden zwei Versagensarten beobachtet. Diese waren abhängig vom Bewehrungsanteil, dem Seitenverhältnis als auch von der Duktilität der Bewehrung. Einerseits kam es zum Bruch der Bewehrung über die kürzere Spannweite (Abbildung 4.5 (a)). Dies war der Fall bei bei den schwach bewehrten Platten. Bei den stark bewehrten Platten und bei jenen mit hoher duktiler Bewehrung kam es zum Versagen durch Druck an den Ecken der Platte (Abbildung 4.5 (b)). Die gesammelten Daten ergaben die notwendigen Informationen, um die Bemessungsmethode auf orthotrope Bewehrung auszuweiten. Zudem wurde ein weiterer Versagensmodus bei Druck im Beton berücksichtigt.

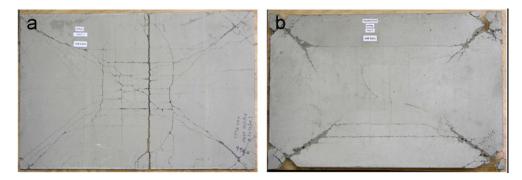


Abbildung 4.5 Zwei typische Versagensarten der Versuchsplatten bei Raumtemperatur

#### 4.6 Experimente bei erhöhter Temperatur

Zusätzlich zu den sieben maßstabsgetreuen Versuchen in einem originalgroßen, achtstöckigen, Hochbau mit Verbunddecken in Cardington, die zwischen 1996 und 2003 <sup>13 14</sup> stattfanden, wurden von Bailey und Toh<sup>(12)</sup> weitere kleine Versuche bei erhöhter Temperatur durchgeführt. Damit sollte die Zug-Membran-Wirkung der Verbundplatten untersucht werden. Als Ergebnis dieser Versuche wurde die Bemessungsmethode, ursprünglich von Bailey und Moore entwickelt, abgeändert. Details hierzu sind in Abschnitt 5 zu finden.

Bailey und Toh<sup>(27)</sup> führten 15 kleine Experimente durch, die sich auf horizontale, nicht eingespannte Betonplatten mit einem Seitenverhältnis von 1,0 bzw. 1,55 bezogen. Sie folgerten, dass bei Platten, die bei Umgebungsbedingungen getestet wurden Druckversagen des Betons maßgebend war. Im Gegensatz dazu versagten alle ihre bei Brandbedingungen getesteten Platten durch Bruch der Bewehrung in Richtung der kürzeren Spannweite (vgl. Abbildung 4.6).

<sup>\*</sup> kein Plattenversagen zu beobachten



**Abbildung 4.6** Versagensart bei den getesteten Platten mit erhöhten Temperaturen

#### **5 EINFACHE BEMESSUNGSMETHODE**

Dank Johansens Pionierarbeit über die Bruchlinienanalyse<sup>(15)</sup>, haben Forscher die günstigen Auswirkungen von Membrankräften entdeckt. Durch Ansatz dieser Kräfte liegt die Traglastkapazität von Betonplatten deutlich höher als beim Ansatz des reinen Biegeverhalten der Platten.<sup>(16)</sup>

Experimentelle und technische Untersuchungen haben dazu geführt, dass die Auswirkungen von Membrankräften in der Ebene bei Raumtemperatur näher untersucht wurden. Damit konnte eine gute theoretische Basis erarbeitet werden. basierend auf den Experimenten in Cardington erbracht wurde, wurde die Theorie schließlich auf Feuerszenarien angewandt.

Die experimentellen Untersuchungen in Cardington, sowie Erkenntnisse aus anderen Gebäudebränden haben gezeigt, dass in Stahl-Beton-Verbundbauten offenbar signifikante Kraftreserven vorhanden sind. Das reale Brandverhalten übertritt folglich die Erwartungen, die auf Standard-Brandversuchen von individuellen Bauelementen basieren. Cardington hat außerdem gezeigt, dass es durchaus möglich ist, ungeschützte Stahlverbundträger, zur Unterstützung der Betonplattendecke einzusetzen. Daraufhin wurden entsprechende Bemessungsmodelle entwickelt, die es den Tragwerksplanern tatsächlich ermöglicht, Deckenplatten ohne geschützte Stahlverbundträger zu verwenden.

Forscher des "Building Research Establishment" (BRE), die vom "Steel Construction Institute" finanziell unterstützt werden, haben eine einfache Bemessungsmethode für Stahl-Beton-Verbundplattenbauten entwickelt, die der experimentellen Arbeit in Cardington folgt. (17 18) Das BRE-Modell wurde angesichts der Großbrandversucheresultate aus Cardington und früheren Untersuchungen bei Raumtemperatur, für gültig erklärt. Die Methode wird im Abschnitt 5.2 vorgestellt und im Detail diskutiert.

Die einfache Bemessungsmethode weicht vom Bemessungsablauf<sup>(19)</sup>in den Richtlinien in dem Sinne ab, dass sie das Verhalten von Bauelementen im Gesamtzusammenhang berücksichtigt. Die vorhandenen Richtlinien konzentrieren sich mehr auf die einzelnen Elemente. Die Traglastkapazität bei Brand könnte auch mit Berechnungen mit nichtlinearen Finite Elementen ermittelt werden. Die hierfür benötigten Erfahrungen und Vorkenntnissen machen diesen Ansatz allerdings wirtschaftlich unrentabel. Die in diesem Dokument vorgestellte Methode erfordert hingegen lediglich das Basiswissen vom Brandingenieurwesen ist somit effizienter in der Anwendung.

# 5.1. Einführung in die Bruchlinientheorie und Membranwirkung von plattenförmigen Bauteilen

Die Bruchlinientheorie, die von Johansson entwickelt wurde, ergibt den höchsten Bemessungswiderstand und beruht auf vorausgesetzten Versagensmechanismen und plastischem Verhalten von unterbewehrten Betondecken. Der Versagensmechanismus ist als Muster von längslaufenden Bruchlinien definiert, welche entlang der Bewehrung bei der plastischen Deformation der Platte entstehen. Es wird angenommen, dass die Flächen, die von den Bruchlinien begrenzt werden während des Bruchvorgangs formstabil bleiben.

Voraussetzung für den Ansatz der Bruchlinientheorie ist, dass Verbundversagen und Druckkraftversagen ausgeschlossen werden. Die Moment-Krümmungs-Antwort der Platte muss hinreichend duktil sein um eine Verschiebung zu erlauben. In der Praxis ist das in der Regel der Fall, da die Platten immer unterbewehrt sind. Dies führt zu einem duktilen Bruch der Bewehrung, bevor es zum spröden Versagen, d.h. dem Druckkraftversagen, im Beton kommt.

Für rechteckige Platten mit Navierlagerung werden Bruchlinien, wie in Abbildung 5.1. dargestellt, erwartet. Dieses sind die Bruchlinienmuster, die in der folgenden theoretischen Herleitung angenommen werden. In Wirklichkeit werden im Verbundbau die Platten von Stahlträgern unterstützt. Das wird in Abschnitt 6 diskutiert.

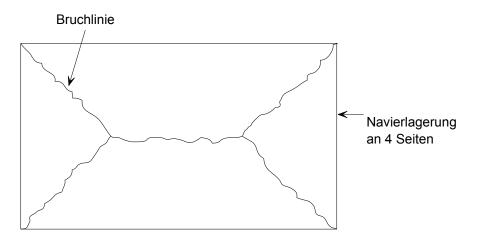


Abbildung 5.1 Ein typisches Bruchlinienmuster für eine rechteckige Platte mit Navierlagerung

Für das angenommene Bruchlinienmuster kann der kinematische Grenzwertsatz angewendet werden. Die Lösung basiert auf dem energetischen Gleichgewicht: Die externe Arbeit, die von der Auflast infolge einer Einheitsverschiebung der steifen Bereiche geleistet wird, wird mit der inneren Arbeit, der Rotation der Bruchlinien, gleichgesetzt. Die Last, die mit allen Versagensmechanismen korrespondiert und die größer oder gleich der tatsächlichen Einsturzlast des Rahmens ist, entspricht der oberen Grenzlösung.

Aufgrund der Membranspannungen in der Platte und der Verfestigung der Bewehrung nach dem Bruch ist diese theoretische obere Grenzlösung aus der Bruchlinienanalyse offenbar beträchtlich kleiner als die tatsächliche Versagenslast der Platte, die in den Versuchen beobachtet wurde.

Grundsätzlich verursachen Membranspannungen Kräfte in Plattenebene die von den Lagerungsbedingungen abhängig sind. Zwei Extremfälle, d.h. eingespannt und gelenkig gelagerte Plattenwerden nachstehend betrachtet-

#### **5.1.1 Eingespannte Platten**

Eine Einspannung der Plattenränder mit anfänglichen, kleinen Biegeverformungen, ergibt Druckmembranspannungen<sup>(20 21)</sup> Dieser Mechanismus wird in Abbildung 5.2 für ein einseitig eingespanntes Element dargestellt. Es entwickelt sich ein Druckbogen entlang einer Strecke, die von der unteren Oberfläche der Einspannung zur Oberseite der Feldmitte führt. Aus dem Druckbogen in der Platte entsteht ein erhöhter Widerstand entsteht, vgl. Abbildung 5.3. Sobald die vertikale Durchbiegung einen Wert erreicht, der in etwa der halben Plattendicke entspricht wird der Druckbogen instabil und erst dann kann die Platte eine Zugmembranspannung in größeren Abständen entwickeln.

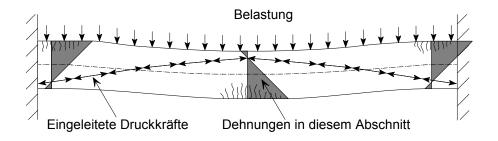


Abbildung 5.2 Druckmembranbildung in einer eingespannten Platte

Park<sup>(21)</sup> hat den Effekt der Druckmembranspannungen in einer eingespannten Platte dargestellt. Dieser Effekt ähnelt dem Verhalten von Abbildung 5.3. Die anfängliche Höchstlast tritt bei Verformungen auf, die kleiner als die Dicke der Platte sind und sind auf die Druckmembranwirkung zurück zu führen. Tritt Druckversagen im Beton auf, ist ein plötzlicher Tragfähigkeitsverlust bei gleichzeitigem Anstieg der Verformungen zu beobachten. Die Tragfähigkeit erhöht sich danach erneut mit zunehmender Durchbiegung bis es schließlich zum Bruch der Bewehrung kommt.

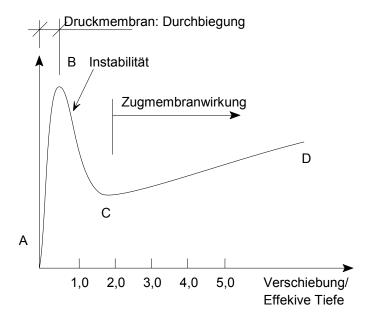
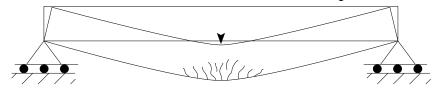


Abbildung 5.3 Membranwirkung in einer eingespannten Platte <sup>22</sup>

## 5.1.2 Gelenkig gelagerte Platten

Anders als bei eingespannten Plattenrändern können bei gelenkig gelagerten Plattenenden keine Druckmembranspannungen auftreten. Das Verhalten nach dem Bruch wird daher von Zugmembranverhalten bestimmt. Dies kann folgendermaßen erklärt werden: Bei einer gelenkig gelagerten Platte bewirken die vertikalen Verformungen Endverkürzungen am Bauteil. wird den Endverkürzungen vorgebeugt, treten Zugkräfte auf. Bei einem gelenkig gelagerten Bauteil müssten die Rückhaltekräfte extern aufgebracht werden um diesen Effekt zu erzielen. Bei eingespannten Plattenenden, ist hingegen keine externe horizontale Rückhaltekraft nötig. Die Platte baut ein internes System an Kräften in der Ebene auf und erzielt damit - ohne externe Rückhaltekräfte - den gleichen Effekt.

Ecken drehen sich bei großen Verformungen nach innen



#### Abbildung 5.4 Gelenkig gelagerte Platten

Im Folgenden wird der Fall einer eingespannten zweiachsig gespannten Platte angenommen, wie er in Abbildung 5.5 dargestellt ist. Die Platte wird vertikal entlang der Rundung unterstützt, ohne horizontale Zwänge in der Ebene. Der Steg in der Mitte der Platte, in X-X-Achse, neigt zu einem Endverkürzungs-Verhalten, wie in Abbildung 5.4 zu sehen ist. Trotzdem weist der Steg, in Y-Y- Achse, auf einer unterstützen Seite nicht die gleichen vertikalen Verschiebungen auf und wird deswegen keine signifikanten Endverkürzungen aufweisen. Kräfte in der Ebene werden deswegen an den Schnittstellen der Plattenstege auftreten um das Gleichgewicht aufrechtzuerhalten. Folglich werden Zugspannungen in den X-X Stegen und Druckspannungen in den Y-Y Stegen eingeführt. Da dieses Verhalten in zwei Richtungen auftritt, resultieren in der Mitte der Platte Zugspannungen. Diese sind in Abbildung 5.5 mit einer grauen Fläche und dem Druckring entlang der Rundung gekennzeichnet.

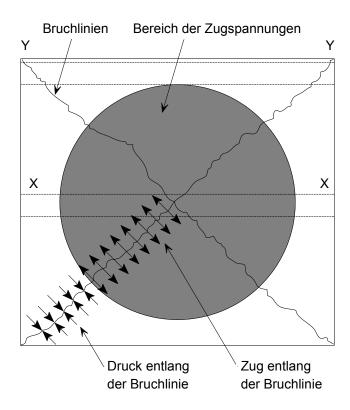


Abbildung 5.5 Entwicklung von Membrankräften in der Ebene

#### 5.1.3 Effekte von Membranspannungen an Bruchlinien

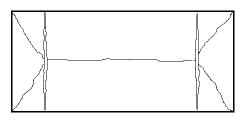
Die Entwicklung von Zug- und Druckkräften in der Ebene beeinflussen die Bruchlinienmomente. Sie haben sich in der Platte als Folge der einerseits reduzierten Biegefestigkeit in den dehnbaren Zonen und den andrerseits vergrößerten Biegefestigkeiten in der Bruchlinie (gestauchte Zone) entwickelten. Außerdem ergibt sich eine zusätzliche Traglast aufgrund der Zugmembrankraft.

Aufbauend auf der Arbeit von Johansen zur Bruchlinienanalyse, wurden von Ockleston<sup>(16)</sup> mehrere Versuche bei der Zerstörung eines kompletten Bauwerks durchgeführt. Diese Versuche haben gezeigt, dass die Lasten, die von den Deckenplatten gehalten worden wären, erheblich größer waren als von der Bruchlinientheorie vorhergesagt. Das Interesse der Forschung am Membraneffekt war dadurch geweckt. Viele Forscher haben in den darauffolgenden Jahren den Effekt auf experimenteller und analytischer Basis untersucht.

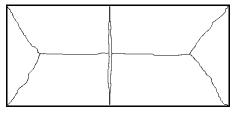
Versuchsbeobachtungen bei unbehinderten Platten zeigen, dass sich die Muster der Bruchlinien bei großen Verformungen nicht ändern. Letztlich ist das Versagen durch die Entwicklung größerer Rissen entlang der kürzeren Seite der Platte, sowie durch Bruch der Bewehrung gekennzeichnet, so wie es auch von Wood berichtet wurde. (15)

Analysemethoden, die sich auf die Membranwirkungen bei unbehinderte Platten beziehen, sind die von Wood <sup>(22)</sup>, Kemp <sup>(22)</sup>, Taylor <sup>(23)</sup>, Sawczuk <sup>(24)</sup>, Hayes <sup>(25)</sup> und Bailey und Moore. <sup>(17 18)</sup>

Wood hat eine Lösung für kreisrunde Platten mit einem einfach gelagerten Rand mit gleichmäßig verteilter Last entwickelt. Eine ähnliche Lösung wurde von Kemp für rechteckige Platten entwickelt. Kemps Methode beinhaltete eine strikte Lösung. Dabei wird die Traglast basierend auf Gleichgewichtsbetrachtungen den steifen Zonen der Platte zugeordnet. Damit können Membrankräfte und Bruchlinienmomente als eine Funktion der Plattenbiegung ausgedrückt werden. Kemps Theorie zeigt damit, dass die Plattenkapazität eine Funktion der Plattendurchbiegung ist. Er hat festgehalten, dass die Bruchlast in der Praxis erst erreicht wird, wenn der Bruch der Bewehrung auftritt oder wenn der Beton in den äußeren Bereichen reißt. Sein Modell definiert allerdings nicht die Maximale Last bzw. Durchbiegung. In der Näherungslösung von Sawczuk Rissentwicklung entlang der kürzeren Seite berücksichtigt. Sawczuk hat herausgefunden, dass die unbeweglichen dreieckigen Bauteile der Platten entlang der Bruchlinien beansprucht werden. Ursache hierfür sind die Momente in der Ebene und die Membrankräfte. Durch Annahme einer Bruchfestigkeit der unbeweglichen Bereiche, hat Sawczuk die Bildung der Momentengelenke entlang der Mittellinie der Platte und des Bruches entlang der kurzen Seite vorhergesagt. Dieser Bruch ist bei den Methoden von Taylor und Kemp nicht vorhanden. Sawczuks energetische richtungsweisende Methode, zieht zwei mögliche Bruchformen in Betracht, vgl. Abbildung 5.6. Die Folgerung daraus war, dass der kritische Bruchausfall von Rissen hervorgerufen wurde, die sich entlang der kurzen Seite am Schnittpunkt der Bruchlinien entwickelt haben, vgl. Abbildung 5.6(a).



(a) Risse bilden sich an den Schnittpunkten der Bruchlinien



(b) Risse bilden sich in der Mitte der Platte

Abbildung 5.6 Bruchversagen gemäß Sawczuk

Hayes wies darauf hin, dass Sawczuks Analyse auf Randkräften basiert, die in der Realität angesichts unbehinderter Navierlagerungen gar nicht existieren können. Hayes fand außerdem heraus, dass ein Anstieg der Bruchlast nicht offensichtlich war, wenn das Momentengleichgewicht der unbehinderten Bereiche berücksichtigt wurde. Hayes entwickelte daraufhin eine Lösung für orthotrope, dreieckige Platten mit Bewehrung. Diese berücksichtigte und löste die Schwachpunkte von Sawczuks Methode und passt gut zu Kemps Lösung für rechteckige Platten. Hayes Methode basiert ebenfalls auf der Annahme, dass die Risse entlang der kurzen Seite am Schnittpunkt der Bruchlinien auftreten. Der Unterschied zur Methode von Sawczuk ist damit nicht all zu groß. Zudem konnte Hayes nachweisen, dass sich die Rissausbreitung aufgrund der Membraneffekte mit dem zeitgleichen Anstieg des Seitenverhältnisses der Platte oder der Orthotropie der Bewehrung verkleinerte.

Sawczuks, und dann von Hayes übernommene, Annahme von der Bildung zweier Risse entlang der kurzen Seite der Platte im Schnittpunkt der Bruchlinien, widerspricht einer großen Anzahl an Versuchsresultaten und ebenso einem Versuch, der vom dBuilding Research Establishment 2000<sup>(2026)</sup> durchgeführt wurde. Als Folge davon haben Bailey und Moore<sup>(17,18)</sup> die von Hayes entwickelte Methode modifiziert, und ihre Gleichgewichtsmethode an die Entwicklung von einfachen Rissen in der Plattenmitte angenähert. Diese Versagensart wurde in der Regel bei Versuchen sowohl mit Raum- als auch höheren Temperaturen beobachtet, vgl. Abbildung 5.7(b). Die Herleitung von Bailey und Moore wird in Abschnitt 5.2 beschrieben. Ursprünglich wurde diese für isotrope Bewehrungen entwickelt, später aber um die Effekte der orthotopen Bewehrung und der Längstragwirkung der Stahlträger erweitert.<sup>(27)</sup>

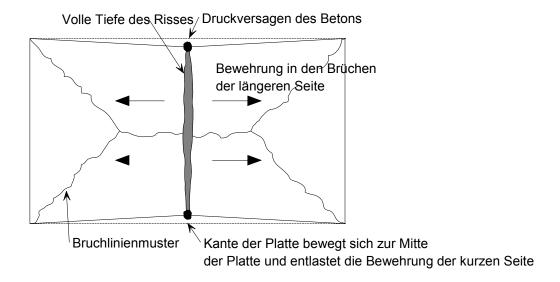
# 5.2 Berechnung des Widerstandes von Verbunddecken in Übereinstimmung mit der einfachen Bemessungsmethode

Dieser Abschnitt beschreibt die Entwicklung einer einfachen Bemessungsmethode, die dazu verwendet werden kann den Widerstand einer Rechteckverbundplatte zu berechnen. Diese Methode hat sich im Laufe der Jahre weiterentwickelt. In der anfänglichen Entwicklung für den Gebrauch mit isotroper Bewehrung <sup>(17,18)</sup>, wurde nur ein Versagensfall, und zwar Versagen infolge Bruch der Matte an der kurzen Seite berücksichtigt, vgl. Abbildung 5.7(a). Spätere Entwicklungen<sup>(28,28)</sup> bezogen sich auf eine allgemeinere Herleitung, die isotrope Bewehrungen und das Druckversagen des Betons an den Plattenecken (vgl. Abbildung 5.7(b))berücksichtigten.

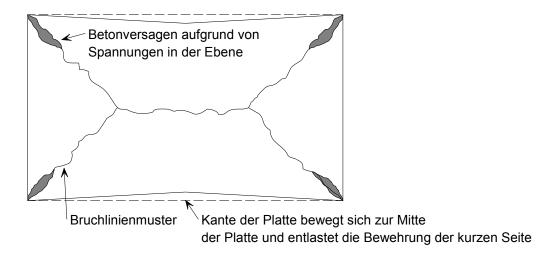
#### 5.2.1 Berechnung des Widerstandes

Die Belastbarkeit einer zweiachsig gespannten, gelenkig gelagerten Platte, ohne horizontale Behinderungen an den Kanten in der Ebene, ist größer als die mit der normalen Bruchlinientheorie berechneten. Die Steigerung des Widerstandes ist ein Resultat von Zugmembranwirkungen, die sich in der Platte bei großen Verformungen und aufgrund der Vergrößerung der Bruchmomente in den äußeren Plattenbereichen mit Druckspannungen entlang den Bruchlinien,, einstellen (vgl. Abbildung 5.8).

Die Steigerung des Widerstandes, der als untere Grenzlösung des Bruchlinienversagens definiert ist, basiert auf der Annahme, dass die endgültigen (Brand-)Bedingungen die Bruchlinienmuster wie in Abbildung 5.7(a) aussehen lassen. Ein Versagen tritt somit aufgrund des Bruches der Matte in Plattenmitte entlang der kurzen Seite auf. Eine weitere Form des Versagens kann in manchen Fällen aufgrund des Zusammenpralls des Betons in den Ecken der Platte entstehen, wo hohe Druckkräfte innerhalb der Ebene auftreten, vgl. Abbildung 5.7(b). Diese Versagensmethode wird in Abschnitt 5.3 diskutiert.



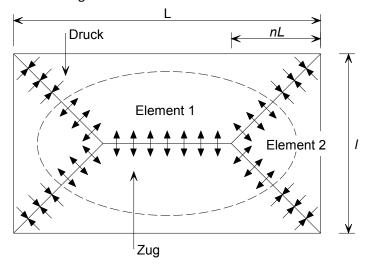
# (a) Zugversagen der Mattenbewehrung



#### (b) Druckversagen des Betons

#### **Abbildung 5.7** Angenommene Versagensarten für Verbunddecken

Die erste Versagensmethode wird auftreten, wenn die Druckfestigkeit des Betons die maximale Zugfestigkeit Matte übertrifft. Die zweite Versagensmethode kommt vor, wenn die Spannungen in der Matte die maximalen Druckspannungen des Betons übersteigen- Es kommt dann zum Druckversagen des Betons an den Kanten der Platte.



**Abbildung 5.8** Rechteckige Platte mit Navierlagerung zeigt die Kräfte in der Ebene entlang den Bruchlinien als Folge der Zugmembranwirkung

Abbildung 5.8 zeigt eine rechteckige Platte mit Navierlagerung und die erwartete untere Grenze der Bruchlinienmuster, die sich aufgrund der Gleichstreckenlast entwickeln. Der Schnittpunkt der Bruchlinien ist durch den Parameter n definiert, welcher mit der ursprünglichen Bruchlinientheorie folgendermaßen berechnet werden kann:

$$n = \frac{1}{2\sqrt{\mu}a^2} \left( \sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right),$$
(5-1)

mit

a als Seitenverhältnis der Platte (L/I)

 $\mu$  als Verhältnis der Bruchmomentenkapazität der Platte in orthogonaler Richtung (sollte immer  $\leq 1$  sein)

Die kürzere Seite sollte durch die Spannweite mit der kleineren Momentenkapazität bestimmt werden Diese wird durch den Koeffizienten der Orthographie ( $\mu$ ) bestimmt und ist in jedem Fall  $\leq 1$  ist. Somit wäre n auf das Maximum von 0,5 beschränkt und ergibt damit ein gültiges Bruchlinienmuster.

Der Widerstand des Mechanismus, der bei Ansatz der Bruchlinien wirksam wird,, ist gegeben durch die folgende Gleichung:

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[ \sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2} - \frac{1}{a'}} \right]^{-2}$$
 (5-2)

mit

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes<sup>(26)</sup> bemerkte, dass das angenommene Verhalten der unverformbaren Plattenteile, nur Starrkörpertranslationen und -rotationen erlaubt. Weitere Annahmen in Form von Geraden als Schwerpunktsachsenentlang der Bruchlinien und rechteckigen Spannungskonzentrationen im Beton, ergeben Membrankräften, die entlang der Bruchlinien linear werden, vgl. Abbildung 5.9. Diese Annahmen und die daraus resultierende Verteilung der Membrankräfte wurden von Bailey aufgegriffen. <sup>(12,26)</sup>

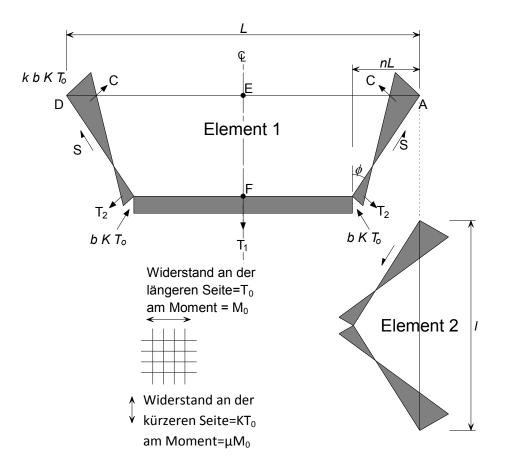


Abbildung 5.9 Belastungsverteilung der Elemente 1 und 2 in der Ebene

# 5.2.2 Herleitung des Ausdruckes für den Parameter k

Wenn man das Gleichgewicht der Kräfte T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> und C, die am Element 1 angreifen, innerhalb der Ebene berücksichtigt, kann die folgende Beziehung aufgestellt werden:

$$S\sin\phi = (C - T_2)\cos\phi$$

und

$$-s\cos\phi = (C - T_2)\sin\phi - \frac{T_1}{2}$$

ergibt,

$$\frac{T_1}{2}\sin\phi = (C - T_2) \tag{5-3}$$

mit

 $\phi$  als Winkel, der die Bruchlinienmuster definiert

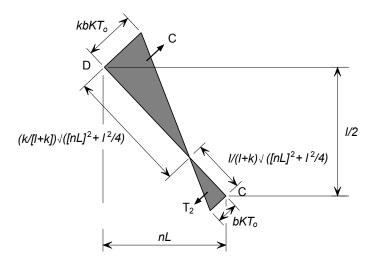


Abbildung 5.10 Verteilung der Belastung in der Ebene entlang der Bruchlinie CD

Abbildung 5.10 zeigt die Geometrie der Belastungsverteilung entlang der Bruchlinie CD. Berücksichtigt man die Abbildungen 5.9 und 5.10 erhält man

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left( \frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

mit

b, k als Parameter, welche die Größenordnung der Membrankräfte beschreiben,

 $KT_0$  als Widerstand der Baustahlmatte je Breiteneinheit,

n als Parameter, der die Bruchlinienmuster definiert

Wenn man die oberen Werte in der Gleichung (1) ersetzt, erhält man:

$$\frac{bKT_0(L-2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Der Ausdruck kann nach k aufgelöst werden und ergibt:

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 \tag{5-4}$$

# 5.2.3 Herleitung des Ausdruckes für den Parameter b

Die Betrachtung des Bruchs der Bewehrung entlang der kurzen Seite der Platte ermöglicht die Herleitung eines Ausdrucks für den Parameter b. Die Linie EF, vgl. Abbildung 5.11, zeigt den Ort des Mattenbruches. Dieser hat einem tiefen Riss entlang der Platte zur Folge. Eine obere Grenzlösung für das Widerstandsmoment in der Ebene entlang der Linie RF kann erreicht werden indem man annimmt, dass die Bewehrung entlang des Bereiches unter höchster Belastung steht und dass der Schwerpunkt der Druckbeanspruchungskonzentration am Ort E der Abbildung 5.11 ist.

Es wird angenommen, dass

$$f_t = k_t f_{sy} \tag{5-5}$$

mit

 $f_{y}$  als Dehngrenze des Betonstahls.

 ${f k_t}$  als Verhältnis der Zugspannung zu der Bruchspannung  $f_t/f_{sy}$ 

Bezugnehmend auf den Eurocode 2, Teil 1.1, variiert der Koeffizient  $k_t$  für Raumtemperaturen zwischen 1,05 und 1,35. Allerdingt sollte dieser Koeffizient in Brandsituationen gleich 1,0 angenommen werden.

Wenn man das Moment um in E in Abbildung 5.11 nimmt, dann ergibt sich

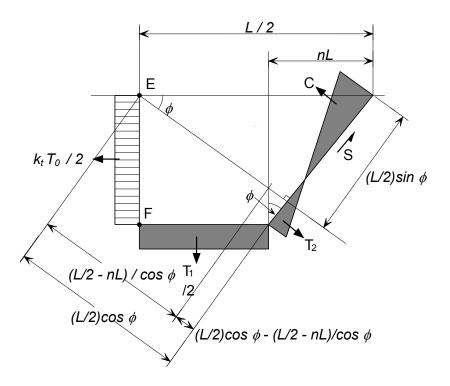


Abbildung 5.11 Spannungsverteilung in der Ebene entlang der Linie EF

$$T_{2}\left[\frac{L}{2}\cos\phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\cos\phi}\right] \frac{1}{\tan\phi} - \frac{1}{3}\left(\frac{1}{1+k}\right)\sqrt{(nL)^{2} + \frac{l^{2}}{4}}$$

$$+ C\left[\frac{L}{2}\sin\phi - \frac{l}{3}\left(\frac{k}{k+1}\right)\sqrt{(nL)^{2} + \frac{l^{2}}{4}}\right]$$

$$+ S\frac{L}{2}\cos\phi - \frac{T_{1}}{2}\left[\frac{1}{2}\left(\frac{L}{2} - nL\right)\right] = \frac{1.1T_{o}l^{2}}{8}$$
(5-6)

mit

$$\frac{T_1}{2} = bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL\right)$$

$$T_2 = \frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1}\right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$S = \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1)\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\cos \phi = \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

$$\tan \phi = \frac{nL}{\binom{l/2}{2}}$$

Wenn man diese Ausdrücke in r Gleichung (5-6) ersetzt, ergibt sich

$$\frac{bKT_{o}}{2} \left(\frac{1}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^{2} + \frac{l^{2}}{4}} \begin{bmatrix} \left(\frac{l}{2}\right) & \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\left(nL\right)^{2} + \frac{l^{2}}{4}} \right) \left(\frac{l}{2}\right) \\ -\frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k}\right) \sqrt{(nL)^{2} + \frac{l^{2}}{4}} \end{bmatrix}$$

$$+\frac{kbKT_{o}}{2}\left(\frac{k}{k+1}\right)\sqrt{(nL)^{2}+\frac{l^{2}}{4}}\left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^{2}+\frac{l^{2}}{4}}}\frac{L}{2}-\frac{1}{3}\left(\frac{k}{1+k}\right)\sqrt{(nL)^{2}+\frac{l^{2}}{4}}\right]$$

$$+\frac{bKT_{o}l}{4nL}(k-l)\sqrt{(nL)^{2}+\frac{l^{2}}{4}}\frac{\left(\frac{l}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^{2}+\frac{l^{2}}{4}}}\left(\frac{L}{2}\right)-bKT_{o}\left(\frac{L}{2}-nL\right)\left[\frac{l}{2}\left(\frac{L}{2}-nL\right)\right]=\frac{k_{t}T_{o}l^{2}}{8}$$

Dies kann umformuliert werden und ergibt:

$$\frac{b}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \left( \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] + \frac{b}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_t l^2}{8K}$$
(5-7)

Gleichung (5-7) kann geschrieben werden als

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1.1l^2}{8K}$$

folglich

$$b = \frac{1.1l^2}{8K(A+B+C-D)}$$
 (5-8)

mit

$$A = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \frac{l^2}{8n} - \frac{\left( \frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$$

$$C = \frac{l^2}{16n}(k-1)$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL\right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nl}{2}\right)$$

Die Parameter k und b definieren die Kräfte in der Ebene und können mit den Gleichungen (5-4) und (5-8) berechnet werden.

#### 5.2.4 Membrankräfte

Die Traglast der Elemente 1 und 2 der Platte können festgelegt werden, indem der Beitrag der Membrankräfte zum Widerstand und Anstieg der Biegefestigkeit entlang der Bruchlinien separat untersucht wird. Dies wird weiter unten gezeigt. Diese Effekte werden in einem Term des Verstärkungsfaktors ausgedrückt um zu der unteren Grenze des Bruchlinienwiderstandes hinzugefügt werden zu können. Zunächst wurden die Effekte des Schubes *S* (Abbildung 5.9) in der Ebene oder vertikal in der Bruchlinie ignoriert. Das führte zu zwei ungleichen Lasten, die für das Element 1 und 2 berechnet werden. Daraufhin wurde ein durchschnittlicher Wert berechnet, welcher die Scherkräfte berücksichtigt.

Beitrag der Membrankräfte zur Tragfähigkeit

#### a) Element 1

Entsprechend der Abbildung 5.12 ist das Moment am Auflager durch die Membrankräfte gegeben durch:

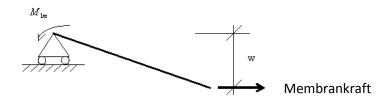


Abbildung 5.12 Berechnung des Momentes, dass durch Membrankräfte hervorgerufen wird

$$M_{1m} = bKT_0(L - 2nL)w + bKT_0nLw \left(\frac{3k + 2}{3(1 + k)^2}\right) - bKT_0nLw \left(\frac{k^3}{3(1 + k)^2}\right)$$

mit

 $M_{1m}$  als Moment, dass durch die Membrankräfte hervorgerufen wird.

Der Ausdruck verkürzt sich auf

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left( (1-2n) + \frac{n(3k+2) - nk^3}{3(1+k)^2} \right)$$

Die obere Formulierung definiert den Beitrag der Membrankräfte zur Tragfähigkeit, welche zum Beitrag aufgrund der erhöhten Traglast in den Bereichen der Platte in der die Druckkräfte auftreten, hinzugefügt werden muss. Der Einfachheit halber ist der Beitrag der Membrankräfte und der erhöhten Biegung auf die normale Bruchlinienlast bezogen. Dies erlaubt die Berechnung des Verstärkungsfaktors für beide Membrankräfte und die erhöhten Biegemomenten. Die Verstärkungsfaktoren können dann hinzugefügt werden um die Gesamterhöhungen der Platte aufgrund der Membranwirkung zu erhalten.

Wenn man  $M_{1m}$  durch  $\mu M_o L$ , das Widerstandsmoment der Platte, teilt und keine achsiale Kraft auftritt, dann kann der Effekt der Zugmembranwirkung als Erhöhung des Bruchlinienwiderstandes ausgedrückt werden (Abbildung 5.13).

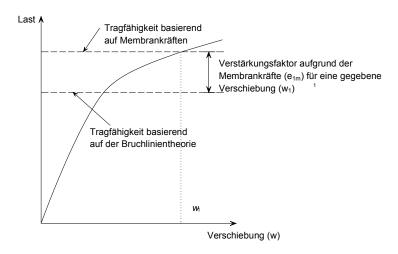


Abbildung 5.13 Verstärkungsfaktor aufgrund von Membrankräften

Der Wert  $\mu M_o$  ergibt sich aus Abbildung 5.14.

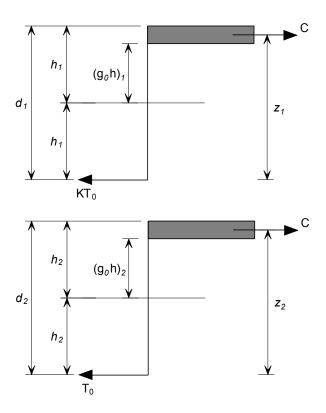


Abbildung 5.14 Berechnung des Momentenwiderstandes

Die Biegemomente  $\mu M_0$  und  $M_o$  pro Meter Breite und in jede orthogonale Richtung der Platte, sind gegeben durch:

$$\mu M_0 = KT_0 d_1 \left( \frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_0 = T_0 d_2 \left( \frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

mit

 $(g_0)_1$ ,  $(g_0)_2$  als Parameter, die die Biegespannungskonzentration in zwei orthogonale Richtungen definieren (vgl. Abbildung 5.14)

 $d_1$ ,  $d_2$  als effektive Tiefen der Bewehrung in jede Richtung

Der Vergrößerungsfaktor  $e_{{\scriptscriptstyle 1}{\scriptscriptstyle m}}$  ist gegeben durch

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1}\right) \left(1 - 2n\right) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2}\right)$$
(5-9)

b) Element 2

Das Moment am Auflager ist durch die Membrankräfte gegeben:

$$M_{2m} = KT_0 lbw \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} \right)$$

mit

 $M_{\rm \,2m}$  dem Moment am Auflager, das durch die Membrankräfte des Elements 2 gegeben ist.

Der Effekt der Zugmembranwirkung kann als Vergrößerungsfaktor des Bruchlinienwiderstands ausgedrückt werden indem das Moment am Auflager  $M_{\rm 2m}$ , hervorgerufen durch Membrankräftedurch den Momentenwiderstand  $M_{\rm 0}l$  in Längsrichtung geteilt wird, vorausgesetzt dass keine axiale Kraft auftritt. Daraus ergibt sich:

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2}\right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2}\right)$$
(5-10)

Der Effekt der Membrankräfte am Biegewiderstand entlang der Bruchlinien wird berücksichtigt, indem die Bruchkriterien bei Vorliegen einer axialen Spannung betrachtet werden, falls eine axiale Spannung vorliegt, wie es bei Wood<sup>(22)</sup> der Fall ist. Bei einer kurzen Platte ist das Widerstandsmoment bei auftretender axialer Kraft gegeben durch

$$\frac{M_{N}}{\mu M_{0}} = 1 + \alpha_{1} \left(\frac{N}{KT_{0}}\right) - \beta_{1} \left(\frac{N}{KT_{0}}\right)^{2}$$
(5-11)

mit

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

und

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

Entsprechend gilt für die lange Platte

$$\frac{M_{N}}{\mu M_{0}} = 1 + \alpha_{2} \left(\frac{N}{T_{0}}\right) - \beta_{2} \left(\frac{N}{T_{0}}\right)^{2}$$
(5-12)

mit

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

und

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Effekt der Membrankräfte an den Biegewiderständen

#### a) Element 1

Der Effekt der Membrankräfte an den Biegewiderständen wird separat für jede Bruchlinie betrachtet.

Für die Bruchlinie BC ist die Membrankraft konstant und ergibt sich zu  $-bKT_0$ . Folglich ist

$$\left(\frac{M_N}{M_0}\right)_{\rm BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Für die Bruchlinie AB (Abbildung 5.15) gilt:

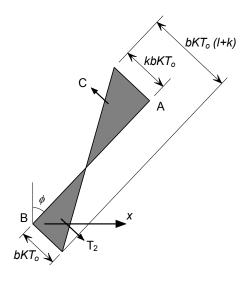


Abbildung 5.15 Kräfte bezogen auf Element 1, Bruchlinie CD

Die Membrankraft entlang der Bruchlinie ist mit dem Abstand x von B gegeben durch:

$$N_{x} = -bKT_{0} + \frac{x}{nL}(K+1)bKT_{0}$$

$$N_{x} = bKT_{0}\left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1\right)$$

Substituiert in der Gleichung (8a) ergibt sich für die Bruchlinien AB und CD:

$$2\int_{0}^{nL} \frac{M}{M_{0}} dx = 2\int_{0}^{nL} \left[1 + \alpha_{1}b\left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1\right) - \beta_{1}b^{2}\left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1\right)^{2}\right] dx$$

Das resultiert in:

$$2\int_{0}^{nL} \frac{M}{M_{0}} dx = 2nL \left[ 1 + \frac{\alpha_{1}b}{2} (k-1) - \frac{\beta_{1}b^{2}}{3} (k^{2} - k + 1) \right]$$

Die Vergrößerung des Biegewiderstandes aufgrund der Membrankräfte an Element 1 ist gegeben durch:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1 - 2n) (1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$$
(5-13)

#### b) Element 2

Bezugnehmend auf Abbildung 5.16 kann für das Element 2 die Kraft B im Abstand y ausgedrückt werden als

$$N_{y} = -bKT_{0} + \frac{y}{l/2}(k+1)bKT_{0}$$

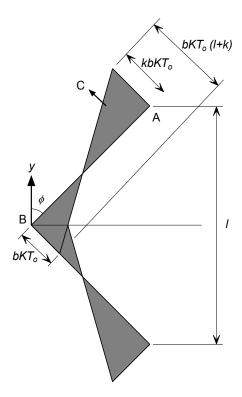


Abbildung 5.16 Kräfte bezogen auf Element 2

Neu angeordnet ist

$$N_y = bKT_0 \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

Substituiert in Gleichung (8b) ergibt sich

$$\int_{0}^{1/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_{0}^{1/2} \left[ 1 + \alpha_2 b K \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

und führt zu

$$2\int_{0}^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[ 1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Daraus ergibt sich ein Vergrößerungsfaktor aufgrund der Effekte der Membrankräfte an den Biegewiderständen entsprechend folgender Formulierung

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{a_2 b K}{2} (k - 1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1)$$
(5-14)

Die Gleichungen (5-9), (5-10), (5-13) und (5-14) liefern den Beitrag zur Tragfähigkeit aufgrund der Membrankräfte und der Effekte der Membrankräfte an den Biegewiderständen der Platte.

Konsequenterweise erhält man den kombinierten Vergrößerungsfaktor für jedes Element wie folgt:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} (5-15)$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} ag{5-16}$$

Wie bereits bekannt, basiert die Berechnung der Variablen  $e_1$  und  $e_2$  auf dem Gleichgewicht der Elemente 1 und 2 und wird nicht gleichwertig sein. Hayes schlägt daher vor, diese Unterschiede mit dem Effekt der vertikalen Scherung oder der Scherung in der Ebene zu erklären. Die gesamte Vergrößerung ist dann gegeben durch:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \tag{5-17}$$

#### 5.3 Druckversagen von Beton

Der Vergrößerungsfaktor im Abschnitt 5.2.1 wurde durch die Betrachtung des Zugversagens der Mattenbewehrung hergeleitet. Nichtsdestotrotz ist das Druckversagens des Betons in Nähe der Plattenkanten auch als möglicher Versagensfall, dem in manchen Fällen ein Mattenbruch vorausgeht, zu berücksichtigen. Das wurde durch die Verringerung des Wertes von Parameter "b" erreicht, welcher den Umfang der Belastungen in der Ebene widerspiegelt.

Entsprechend Abbildung 5.9 ist das Maximum der Druckkräfte in der Ebene an den Kanten der Platte gegeben durch  $kbKT_0$ . Die Druckkraft aufgrund der Biegung sollte ebenfalls berücksichtigt werden. Die Annahme, dass das Maximum der Spannungskonzentrationstiefe auf 0,45d begrenzt ist und eine mittlere effektive Tiefe der Bewehrung in beiden orthogonalen Richtungen übernommen wird, führt zu:

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2}\right) = 0.85 f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right)$$

mit

 $f_{\it ck}\,$  als Mindestdruckfestigkeit von Betonzylindern

Aufgelöst nach der Konstante b ergibt sich:

$$b = \frac{1}{kKT_o} \left( 0.85 f_{ck} \times 0.45 \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left( \frac{K + 1}{2} \right) \right)$$
 (5-18)

Die Konstante b wird nun als minimaler Wert angenommen, der durch die Gleichungen (5) und (11) gegeben ist.

#### 6 ENTWICKLUNG DER BEMESSUNGSANLEITUNG

Frühere Versuche bei normaler Temperatur, wie in Abschnitt 4.5 besprochen, haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit von Betonplatten mit Hilfe von Membrankräften vergrößert wird. Dabei ist sicherzustellen, dass eine vertikale Lagerung entlang der Plattengrenzen beibehalten wird. Platten, die nur an drei oder weniger Seiten vertikal gelagert sind, entwickeln keine signifikanten Zugmembrankräfte und profitieren dadurch kaum von Vergrößerungen aufgrund von Membranwirkungen.

Demzufolge ist es für eine Verbundplatte, die auf einem Gitterrost aus Stahlträgern gelagert ist, wichtig, dass sie in rechteckige Bereiche, bezogen auf Deckenbemessungszonen, unterteilt wird, bei der die vertikale Lagerung im Umkreis eines jeden Bereiches beibehalten werden kann. Die Linien der vertikalen Lagerung werden erreicht, indem sichergestellt wird, dass sich die Randträger in Spaltenpositionen zusammensetzen und feuergeschützt sind.

In der Umgebungstemperatur ist die Decke oberhalb der Grenze einer jeden Deckenbemessungszone konstant. Trotzdem ist es üblich, dass sich die Risse in Brandfällen, aufgrund der von den Platten ausgeübten großen thermischen Krümmungen, über den Randträger hin ausbreiten. Dies kann zu Brüchen der Bewehrung führen. Entweder bedingt durch die Krümmung oder durch die Kombination aus Biege- und Membranbeanspruchung. In diesen sich krümmenden Bereichen tritt der Bruch der Bewehrung auf, bevor die Bewehrung in der Mitte der Deckenbemessungszone bricht. Deswegen wird angenommen, dass die Deckenbemessungszonen keine drehende oder transversale Behinderung entlang der Plattengrenze aufweisen.

## **6.1. Bemessungsannahme**

Für eine Verbundplatte wird das Bruchlinienmuster auf dem Verhalten der nichtgeschützten Verbundträger beruhen, welche kontinuierlich an Kraft verlieren sobald die Temperatur steigt. Anders als bei den Umgebungsbedingungen ändert sich das "Bemessungsverfahren" der Decke mit dem Anstieg der Temperatur. Zunächst wirkt die Verbundplatte als einseitig gespanntes Element, welches auf Nebenträgern gelagert ist. Mit dem Kraftverlust der Träger bei steigender Temperatur und der Tendenz des Träger sich wie ein einfach gelagertes, zweiseitig spannendes Element zu verhalten, resultiert die Anordnung der Bruchlinienmuster, vgl. Abbildung 6.1. Durch die Annahme, dass letztendlich dieses Versagensverhalten auftreten wird, wenn die Trägerstärke relativ niedrig zur Platte ist, kann eine konservative Abschätzung der Traglast relativ leicht erreicht werden.

Die Traglast der Platte wird auf der Annahme berechnet, dass die Verbundträger keine Festigkeit besitzen und beruht auf den Bruchlinienmustern, welche mit den Randbedingungen kompatibel sind und die kleinste Traglast liefern. Dieser Widerstand wird dann vergrößert, wenn die Zugmembraneffekte, welche auf den geschätzten Durchbiegungen der Platte und den Versagensformen von Kapitel 5 beruhen, berücksichtigt werden. Der Biegewiderstand der Verbundträger wird zu diesem vergrößerten Stabwiderstand hinzugefügt, um die totale Traglast des Systems angeben zu können.

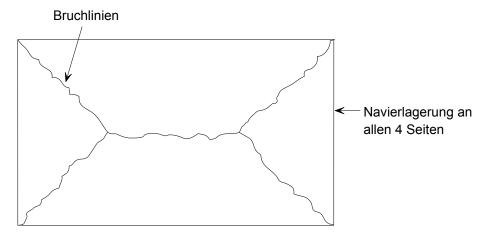
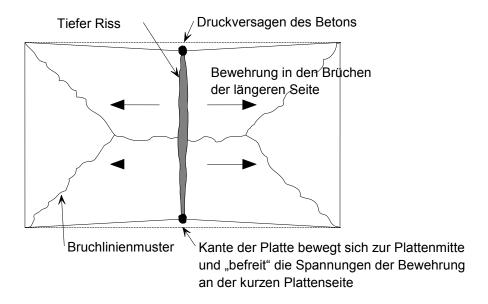


Abbildung 6.1 Typisches Bruchlinienmuster einer naviergelagerten rechteckigen Platte

# 6.2 Versagenskriterium

Zwei Versagensformen wurden bei Versuchen beu Raumtemperatur und bei erhöhten Temperatur erzeugt. Diese beruhten auf dem Bewehrungsgrad, dem Verhältnis der Plattenseiten und der Bewehrungsduktilität. Bewehrungsbrüche entlang der kürzeren Seite dominieren die Versagensformen in den meisten der leichtbewehrten Platten, während die hochbewehrten Platten und Platten mit hoher duktiler Bewehrung ein Druckversagen an den Ecken erfahren. Beide Versagensformen werden von der einfachen Bemessungsmethode aus Abschnitt 5.2 berücksichtigt.

Die meisten Versuche die bei erhöhten Temperaturen an einfach gelagerten Betonplatten durchgeführt wurden, versagten aufgrund von tiefen Rissen, welche sich an der kürzeren Seite (I) gebildet haben, vgl. Abbildung 6.2. Die Bemessungsmethode aus Abschnitt 5.2 sagt die Traglast für gegebene Auslenkungen vorher. Abschnitt 6.2.1 beschreibt die Entwicklung eines Ausdruckes die eine Plattendurchbiegung kurz vor dem Plattenversagen annimmt. Diese wird verlangt um den Effekt der Membranwirkung berechnen zu können.



#### Abbildung 6.2 Zugversagen der Platte aufgrund eines Bewehrungsbruches

## 6.2.1 Plattendurchbiegung

Da die einfache Bemessungsmethode auf der Plastizitätstheorie beruht, kann die Durchbiegung mit dieser Methode nicht errechnet werden. Um jedoch die Membrankräfte bemessen zu können, müssen die Werte der Plattendurchbiegung kurz vor dem Versagen abgeschätzt werden. Diese Abschätzung der Plattendurchbiegung beinhaltet Wärmespannungen aufgrund des Plattentemperaturgradienten sowie der mechanischen Belastung der Bewehrung.

#### 6.2.1.1 Wärmeffekte

Basierend auf den vorherigen Untersuchungen, in denen die maximale Durchbiegung der Platte größer als das 0,5-fache der Tiefe ist und sich Zugkräfte in den Plattenmitten bilden, erhöht sich jeder Platteninnenwiderstand aufgrund der Wärmeausdehnung der vertikalen Verschiebungen (z.B. wenn die Platte in der Phase nach dem Beulen ist) und als Folge auch die Zugmembranwirkung. Um diese Annäherung auch für die Randplatten zu nutzen, wird dieser sich günstig auswirkende Effekt sicherheitshalber ignoriert und die Platte als nicht behindert angenommen.

Im Brandfall würde diese Verbundplatte eine Wärmekrümmung erfahren, die bei einer nicht behinderten Platte die vertikalen Verschiebungen erhöhen würde, ohne dass mechanische Beanspruchungen in die Mattenbewehrung eingeleitet werden. Für den Fall, dass die Temperaturverteilung in der Platte als linear angenommen wird, werden die Verformungen durch den Temperaturgradient hervorgerufen und wie folgt berechnet:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

mit

w als vertikale Verschiebung

lpha als Wärmeausdehnungskoeffizient

 $T_2$  als Temperatur unten

 $T_1$  als Temperatur oben

h als Plattentiefe

Die vertikalen Verschiebungen der Platte aufgrund der Wärmekrümmungen können durch Integration der oben genannten Gleichung ermittelt werden:

$$w_{\theta} = \frac{\alpha (T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

mit

I als Länge der kürzeren Plattenseite

Diese Formulierung basiert auf einer konstanten Umgebungstemperatur über den gesamten Brandabschnitt. Zu den angenommenen Verschiebungen ergeben reale Brandvoraussetzungen ohne gleichmäßige Erwärmung wohl einen Reduktionsfaktor von 2,0 zu obigem Ausdruck. Das resultiert in dem Bemessungswert der vertikalen Verschiebung aufgrund der Wärmekrümmung. Diese ist gegeben durch:

$$w_{\theta} = \frac{\alpha (T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

#### 6.2.1.2 Mechanische Beanspruchung in der Bewehrung

Angenommen, dass die durchgebogene Form der Platte aufgrund der querlaufenden Last parabolisch verläuft, ist die Länge der durchgebogenen Platte durch die folgende Formulierung mit L als längerer Seite gegeben

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

mit

 ${\cal L}_c$  als Kurvenlänge

L als Länge der längeren Stabseite bei der Verschiebung 0

w als vertikale Verschiebung der Kurve

Für flache Kurven gilt:

$$L_c = L \left( 1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

Daraus folgt, dass die Beanspruchung in der Matte berechnet werden kann mit:

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

In dieser Gleichung wird angenommen, dass die Beanspruchung mit dem gleichen Wert entlang der Plattenlänge auftritt. In Wirklichkeit entstehen in der Platte Zugversteifungen, mit Belastungskonzentrationen an den Positionen der aufgetretenen Risse. Die Bewährung entlang eines Risses erfährt ebenfalls einen erheblichen Beanspruchungsanstieg, welcher in einem möglichen Bruch der Bewehrung resultiert. Um diese Effekte zu berücksichtigen wird die rechnerische Zugfestigkeit der Bewehrung konservativ abgeschätzt. Für die Berechnung der Deckendurchbiegung wird daher nur die Hälfte der Fließspannung der Bewehrung bei Raumtemperatur angesetzt. Die Verschiebung ist gegeben durch:

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \frac{3L^2}{8}}$$

mit

E<sub>s</sub> als Elastizitätsmodus der Bewehrung bei Raumtemperatur

f<sub>sy</sub> als Streckgrenze der Bewehrung bei Raumtemperatur

Die Verschiebungen aufgrund von Spannungen in der Bewehrung, welche mit der Gleichung (1) berechnet wurden, sind mit bei Versuchen maximal gemessenen Durchbiegungen bei Raumtemperatur verglichen worden. In allen Fällen wurde berücksichtigt, dass die mit Gleichung (1) vorhergesagten Verschiebungen geringer waren, als die maximal gemessenen Verschiebungen in den Versuchen, vgl. Tabelle 6.1.

**Tabelle 6.1** Vergleich der zulässigen Verschiebungen von Gleichung (1) und den maximal gemessenen Verschiebungen in den Versuchenunter Raumtemperatur

Versuch		Plattenmaße (m)	Effektive Tiefe (mm)	Bewehrungs- durchmesser (mm)	Bewehr- ungsab- stand (mm)	Streck- grenze Stahl (N/mm²)	Max. Durchbie- gung im Versuch (mm)	Grenz- durchbie- gung nach Gleichung (1)
BRE		9.56x6.46	66.0	6.0	200	580	223	216
Sawczuk	&	1.6x1.1	26.0	3.0	30.0	263	127*	25
Winnicki		2.0x1.0	26.0	3.0	60.0	263	76*	31
Hayes	&	0.914x0.914	15.9	9.5	-†	505	50.8*	19.4
Taylor		0.914x1.372	15.9	9.5	-†	505	50.8*	29.1
		0.914x1.829	15.9	9.5	-†	505	50.8*	38.8
Taylor,		1.829x1.829	43.6	4.8	76.2	376	81	33.5
Maher & Hayes	&	1.829x1.829	37.3	4.8	63.5	376	98	33.5
		1.829x1.829	69.0	4.8	122	376	84	33.5
Brothie	&	0.381x0.381	14.2	2.3	-†	414	11.6	7.32
Holley		0.381x0.381	31.0	3.4	-†	379	7.45	7.0

<sup>\*</sup> Versuch vor Bruch der Bewehrung beendet

# 6.2.1.3 Berechnung der Plattendurchbiegung um die Berechnung der Membrankräfte durchzuführen können

Die Zugmembranwirkung der Platte wird auf Basis einer angenäherten Plattenverschiebung berechnet, indem die Komponenten, resultierend aus der Wärmekrümmung und Spannung in der Bewehrung, kombiniert werden:

$$w_m = \frac{\alpha (T_2 - T_1) l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5 f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}}$$

<sup>†</sup> Daten nicht gemeldet

Diese Gleichung führte zu einer schrittweisen Bestimmung der Traglast, nachdem:

- die angenäherte vertikale Verschiebung aufgrund der Wärmekrümmung durch zwei geteilt wurde.
- die Wärmekrümmung an der kurzen Seite der Platte berechnet wurde.
- jede zusätzliche vertikale Verschiebung durch die Wärmeausdehnungen unter Zwang, für den Fall, dass der Plattenzustand nach dem Beulen ignoriert wird, eingeführt wurde.
- alle Beiträge der Stahldeckung ignoriert wurden.
- der Anstieg der Mattenduktilität innerhalb des Temperaturanstieges ignoriert wurde.

#### 6.2.2 Kalibrierung gegenüber des Brandversuchs in Cardington

Bailey & Moore<sup>(17)</sup> haben gezeigt, dass die Bemessungsmethode aus Abschnitt 5.2 eine vernünftige Vorhersage der Deckenplattenbelastung liefert, wenn man sie mit dem Brandversuch in Cardington vergleicht. Als Teil dieses Projektes wurde ein weiterer Brandversuch im Brandofen, wie in Abschnitt 7, durchgeführt.

Der obenstehende Ausdruck für die Plattendurchbiegung wurde mit den maximal gemessenen Durchbiegungen im Cardingtoner Brandversuch verglichen. Für das Objekt sollte sichergestellt werden, dass die berechneten Durchbiegungen konservativ sind, wenn sie mit dem tatsächlichen Plattenverhalten direkt vor dem Versagen verglichen werden. Der Nachteil bei der Verwendung der Versuche für dieses Vorhaben war, dass kein Versagen bei den Plattenversuchen erreicht wurde, folglich korrespondieren die maximal gemessenen Durchbiegungen nicht mit dem Versagen der Platte. Bekannt hingegen ist, dass die Resultate des Vergleiches konservativsind, aber der Grad der dadurch erhaltenen Sicherheit nicht quantifiziert werden kann.

Tabelle 6.2 zeigt den Vergleich zwischen den Durchbiegungen, gegeben durch Gleichung (2) und die maximal gemessenen Durchbiegungen jedes Versuchs in Cardington. Dieser Vergleich beinhaltet Wärme- und mechanische Dehnungen, welche in den Versuchsauswertungen kaum zu unterscheiden sind.

In allen Fällen liefert Gleichung (2) Durchbiegungen, die größer sind als jene, die gemessenen wurden. Um sicherzustellen, dass die Beschränkung der Durchbiegung gering ist, haben Bailey und Moore(<sup>17</sup>) die Durchbiegung in Bezug auf die im Versuch gemessenen beschränkt.

**Tabelle 6.2** Vergleich der Verschiebungen, gegeben durch Gleichung (2) mit den maximalen Verschiebungen, die in den sechs Brandversuchs in Cardington gemessen wurden.

Versuch	(m)	(m)	Durchbiegung aufgrund der Wärmekrüm- mung	Durchbiegung aufgrund der mechanischen Dehnung (mm)	Durchbie- gungsbe- schränkung Gleichung (2)	Maximal gemessene Durchbie- gung im Versuch	Durchbie- gungsbe- schränkung / Versuchdur
			(mm)		(mm)	(mm) (mm)	ch-biegung
BRE Corner Versuch	9.0	6.0	135	208	343	269	1.28
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	135	208	343	232	1.50
British Steel 2- D Versuch	14.0	9.0	0*	324	324	293	1.11
BS Corner Versuch	10.223	7.875	231	237	468	428	1.09
BRE Large Compartment Versuch	21.0	9.0	303	486	789	557	1.42
BS Office Demo Versuch	14.6	10.0	373	338	711	641	1.11

<sup>\*</sup> Aufgrund der kleinen beheizten Fläche in dem Versuch, wurde die Verschiebung aufgrund der Wärmekrümmungen als Null angenommen.

Für mechanische Dehnungen haben Bailey und Moore eine weitere Beschränkung eingeführt:

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_{y}}{E}\right)_{reinf} \frac{3L^{2}}{8}} \quad \text{aber } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Für Durchbiegungen aus Temperatur haben sie den "Sicherheitsfaktor" von 2 auf 2,4 angehoben, woraus der folgende konservative Ausdruck für eine angenäherte Plattendurchbiegung resultiert:

$$w_m = \frac{\alpha (T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}}$$

aber nicht größer sein darf als 
$$\frac{\alpha (T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$$

Tabelle 6.3 zeigt den Vergleich der Durchbiegungen, die durch Gleichung (3) gegeben sind. In Anbetracht der Tatsache, dass das Versagen in keinem einzigen der Versuchs aufgetreten ist, wurde angenommen, dass es zu sehr auf der sicheren Seite liegend wäre, die Durchbiegungsbeschränkung bis zu einem Punkt zu reduzieren bei dem das Verhältnis der Durchbiegungsbeschränkung zu den gemessenen Durchbiegungen 1,0 für alle Versuchs war. Für die Versuche an Brandabschnitten scheint diese Beschränkung überschaubar zu sein.

**Tabelle 6.3** Vergleich der Verschiebungen, gegeben durch Gleichung (3), mit den maximalen Verschiebungen die in den sechs Brandversuche in Cardington gemessen wurden.

Versuch	(m)	(m)	Durchbiegung aufgrund der Wärmekrümmu ng (mm)	Durchbiegun g aufgrund der mechanische n Dehnung (mm)	ngsbeschrä nkung Gleichung	Maximal gemessene n Durchbiegu ng im Versuch (mm)	Durchbiegung sbeschränkun g / Versuchdurch biegung
BRE Corner Versuch	9.0	6.0	112	200	312	269	1.16
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	112	200	312	232	1.34
British Steel 2-D Versuch	14.0	9.0	0*	300	300	293	1.02
BS Corner Versuch	10.223	7.875	193	237	430	428	1.00
BRE Large Compartment Versuch	21.0	9.0	252	300	552	557	0.99
BS Office Demo Versuch	14.6	10.0	311	333	644	641	1.00

<sup>\*</sup> Aufgrund der kleinen beheizten Fläche in dem Versuch, wurde die Verschiebung aufgrund der Wärmekrümmungen als Null angenommen.

# 6.3 Bemessungsmethode

Die in diesem Dokument befürwortete Bemessungsmethode basiert auf zwei Schlüsselprinzipien.

- Das Risiko der Lebensrettung der Bewohner, Feuerwehrmänner und anderer Personen in der Umgebung eines Gebäudes im Brandfall sollte sich nicht bezüglich der aktuellen Handhabung durch Nutzung der Methode vergrößern.
- Das Feuer sollte sich auf den Bereich seines Ausbruches beschränkt werden und die Anwendung der Bemessungsmethode sollte nicht zum Versagen von Gebäudeunterteilung führen.

Die Bemessungsmethode soll bei Stahl-Beton-Verbund-Platten, die auf Verbundstützen bzw. keinen Verbundstützen gelagert sind, Anwendung finden. Der Bauteilrahmen sollte verankert (unverschieblich) sein, die Verbindungen sollten einfach nominelle Steckverbindungen sein und die Decke sollte als Verbunddecke ausgeführt sein, mit Profilblechen, die eine Sickenhöhe von 80mm nicht überschreiten und auf dem oberen Flansch des Stahlabschnittes gelagert sind. Die Stahlträger sollten so bemessen werden, dass sie zusammen mit den Deckenplatten in Übereinstimmung mit der Norm EN 1994-1-1 als Verbundträger wirken. Ausgeschlossen von diesem Anwendungsbereich sind Platten mit einer Unterseite aus Sichtbeton und Platten aus vorgefertigtem Beton.

Um die einfache Bemessungsmethode, vorgestellt in Abschnitt 5, bei einem Bemessungsszenario anwenden zu können, muss die zu bemessende Deckenplatte in eine Anzahl an "Deckenbemessungszonen" unterteilt werden. Diese Deckenbemessungszonen müssen an ihren Rändern auf von Trägern (normalerweise feuergeschützt) vertikal gelagert sein, die den Feuerwiderstandsanforderungen, speziell für Deckenplatten, genügen. Jede Deckenbemessungszone beinhaltet eine Anzahl von inneren nicht feuergeschützten Verbundträgern, die einen viel kleineren Feuerwiderstand aufweisen. Mit der Vorgabe für geschützte Träger an den Rändern der

Deckenplatte, wird beabsichtigt, dass sie in einem Plattenverhalten, entsprechend der Annahme, dass die Begrenzungen der Deckenbemessungszone einfach gelagert sind resultieren.

Für Feuerwiderstände die 60 Minuten oder mehr, sollten die Begrenzungen der Deckenbemessungszonen mit den Stützenraster übereinstimmen und die Randträger sollten mit den Stützen in den Ecken des Bemessungsfeldes verbunden sein.

Die Verbunddeckenplatte sollte mit der EN 1994-1-1 bemessen werden und den minimalen Dicken in Brandfällen der EN 1994-1-2 genügen. Für die Bewehrung der Verbundplatte sollten Stahlmatten Verwendung finden. Die Bewehrung der Plattenrippen wird in der Bemessungsmethode nicht berücksichtigt. Die Einbindung dieser Bewehrung kann sowohl negative als auch positive Effekte auf das Plattenverhalten im Brandfall haben, so wie z.B. ein Druckversagen im Beton durch zu viel Bewehrung ausgelöst werden könnte.

### 6.3.1 Berechnung der Tragfähigkeit der Platte

Die Berechnung der Bruchlinienkapazität von Verbundplatten und die damit verbundenen Erhöhungen dieses Widerstandes durch große Plattenverschiebungen werden im Detail in Abschnitt 5 beschrieben.

## 6.3.2 Berechnung der Tragfähigkeit für ungeschützte Träger

Im Brandfall werden die ungeschützten Träger in jeder Deckenbemessungszone über die Zugtragwirkung zu den Zugwiderständen der Platte hinzuaddiert.

Die Temperatur des Querschnittes der unbewehrten Träger wird mit Hilfe der Methode berechnet die in der EN 1994-1-2, 4.3.4.2.2 gegeben ist. Bei den beiden Flanschen sowie beim Steg des Stahlprofils wird angenommen, dass sie eine gleichmäßige Temperatur für die Berechnung des Momentenwiderstandes aufweist.

Die Berechnung der plastischen Momentenwiderstände der Platten bei erhöhten Temperaturen erfolgt nach den Vorgaben der EN 1994-1-2, 4.3 unter Berücksichtigung des Grades der Scherverbindung zwischen den Stahlabschnitten und des Betons. Die Temperatur der Platte wird mit 40 % der Temperatur im oberen Flansch angenommen.

Für die flachen Profile wird das gesamte Stahlprofil in Betracht gezogen. Für Wabenträger zeigt der in Ulster durchgeführte Versuch (vgl. Abschnitt 7.4), dass nach dem Beulen im Steg der Wabenträger nicht relevant genug ist um für den plastischen Widerstand des ganzen Trägers berücksichtigt zu werden. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird deswegen nach dem Beulen im Steg des Wabenträgers nur der Zug im oberen "T" des Abschnitts berücksichtigt.

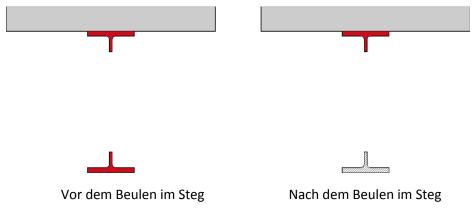
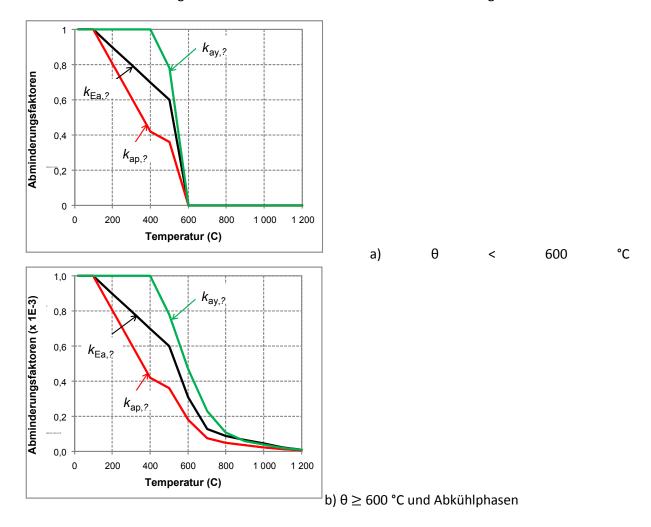


Abbildung 6.3 Stahlabschnitt vor und nach dem Beulen im Steg

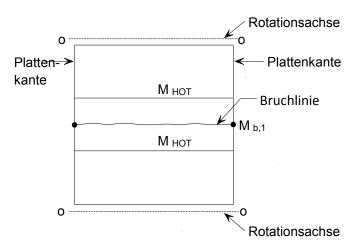
Um dies in die analytische Methode zu berücksichtigen, sowie den Übergang zwischen den vollständigen Wabenträgerprofilen und dem Wabenträger nach den Beulen im Steg zu sichern, wurde ein neues Materialgesetz für den Stahl des unteren Teils des Wabenträgers entwickelt:



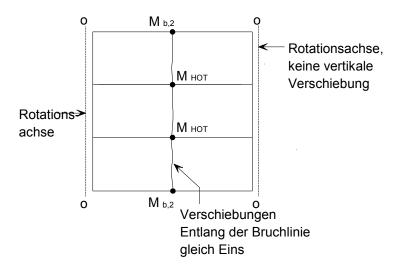
**Abbildung 6.4** Abminderungsfaktoren von Baustahl im ungeschützten unteren Teil des Lochstahlträgers

# 6.4 Bemessung von feuerbeständigen Randträger

Die Randträger, welche jede Deckenbemessungszone begrenzen, müssen so konstruiert werden, dass sie die Feuerbeständigkeit von Deckenplatten erreichen. Dies gewährleistet, dass die Bruchlinienmuster und die damit verbundenen Vergrößerungen aufgrund der Zugmembranwirkung, von welchen angenommen wird, dass sie in der Entwurfsmethodik zu sehen sind, in der Praxis auftreten. Der geforderte Momentenwiderstand an den Randträger wird über das alternative Bruchlinienmuster berechnet. Das führt zum Knicken der Platte entlang der Symmetrieachse ohne entstehende Zugmembranwirkungen, vgl. Abbildungen 6.5 und 6.6.



**Abbildung 6.5** Alternatives Bruchlinienmuster, beinhaltet die Ausbildung der plastischen Verformungen in den Randträger



**Abbildung 6.6** Alternatives Bruchlinienmuster, beinhaltet die Ausbildung der plastischen Verformungen in den Randträger

Nachdem die erforderliche Momentenkapazität dieser Träger berechnet wurde um sicherzustellen, dass die nötigen Auflagerreaktionen gewährleistet werden um die Entwicklung der Zugmembranerhöhungen des Plattentragfähigkeitswiderstandes zu begünstigen, kann die kritische

Temperatur der Träger berechnet werden. Daraufhin können angemessene Brandschutzgrade verwendet werden um sicherzustellen, dass diese kritische Temperatur währen der geforderten Brandschutzzeit nicht überschritten wird.

In der Bemessungsmethode aus Kapitel 5 wird angenommen, dass sich beim Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Hülle von Bruchlinien in der Platte bildet. Damit das eintritt, müssen die Träger auf der Umrandung der Deckenbemessungszone einen ausreichend großen Momentenwiderstand aufweisen, um einen Träger- und Plattenmechanismus zu verhindern, die bei einem geringeren Lastlevel auftreten.

Für eine typische Deckenbemessungszone, vgl. Abbildung 6.7, wurden zwei Bruchlinienmuster betrachtet, welche die Ausbildung eines Fließgelenkes in den Randträgern beinhalten. Die Bruchlinien treten entlang der Mitte der Platte auf, entweder parallel zu den ungeschützten Trägern in der Spannungsrichtung 1, wobei sich Fließgelenke in den Randträger an den Seiten A und C bilden oder senkrecht zu den ungeschützten Trägern in Spannungsrichtung 2, wo die Fließgelenke in den Randträger an den Seiten B und D und in den ungeschützten Trägern entstehen.

Wenn dieses Muster der Bruchlinien verwendet und für diesen Mechanismus die innere Arbeit mit der äußeren gleichsetzt wird, kann der Momentenwiderstand der Randträger bestimmt werden, der zur Tragfähigkeitserhaltung benötigt wird. Die Ableitung der geeigneten Bemessungsgleichung ist unten gegeben.

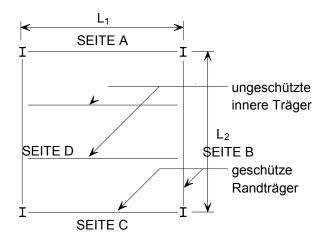


Abbildung 6.7 Typische Deckenbemessungszonen

### 6.4.1 Ungeschützte Träger mit Randträgern an beiden Seiten

## 6.4.1.1 Bruchlinien parallel zu ungeschützten Trägern

Dieser Fall beschreibt den nötigen Momentenwiderstand der Randträger an den Seiten B und D der Deckenbemessungszonen. Von diesen Trägern wird angenommen, dass sie an den Kanten der Platten positioniert sind. Von einer einzigen Bruchlinie wird angenommen, dass sie sich entlang des Zentrums der Deckenbemessungszone in Spannungsrichtung 1 bildet, vgl. Abbildung 6.8. Weiterhin wird in den Bemessungszonen angenommen, dass die Eingrenzungen der Deckenbemessungszone gelenkig gelagert werden.

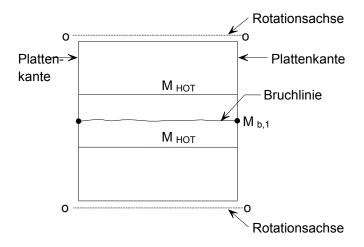


Abbildung 6.8 Bruchlinie parallel zu den ungeschützten Trägern, Randbedingung der Seiten B und D

Betrachtet man eine Einheitsverschiebung entlang der Bruchlinie, kann die Rotation der Bruchlinie wie folgt berechnet werden:

Bruchlinienrotation= 
$$2\frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Die innere Arbeit aufgrund der Rotation der Bruchlinie ist gegeben durch:

Innere Arbeit = 
$$(ML_{1,eff} + 2M_{b,1})\frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,eff}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

mit

 $L_{1,eff}$  als die effektive Länge der Bruchlinie abzüglich der effektiven Breite der Platte unter der Annahme, dass diese mit den Umfassungsträger wirken, wobei diese als zusammengesetzte Elemente bemessen werden

M als Momentenwiderstand der Platte pro Längeneinheit der Bruchlinie

Für eine gleichförmige Belastung der Platte, p, ist die äußere Arbeit aufgrund der Verschiebung gegeben durch:

Äußere Arbeit = 
$$\frac{1}{2}pL_1L_2$$

Die innere und äußere Arbeit gleichgesetzt ergeben:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Falls die Belastung der Platte, in Übereinstimmung mit Kapitel 5, der Traglast entspricht sind die minimalen Werte der Momentenwiderstände für die Umfassungsträger an den Seiten B und D gegeben durch:

77

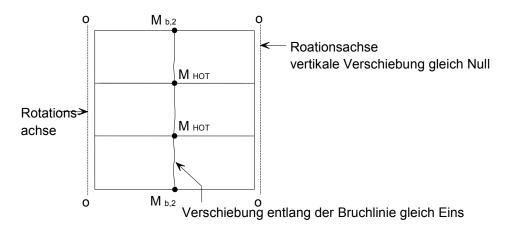
$$M_{b,1} = \frac{pL_1L_2^2 - 8ML_{1,eff}}{16}$$

mit

p als Gleichstreckenlast die durch die Deckenbemessungszonen im Brandfall unterstützt werden muss

## 6.4.1.2 Bruchlinien senkrecht zu den ungeschützten Trägern

Dieser Fall berücksichtigt die geforderten Momentenwiderstände der Umfassungsträger an den Seiten A und C der Deckenbemessungszonen. Von einer einzelnen Bruchlinie wird angenommen, dass sie sich entlang des Zentrums der Deckenbemessungszone in Spannungsrichtung 2 entwickelt, vgl. Abbildung 6.9. Weiterhin wird in den Bemessungszonen angenommen, dass die Eingrenzungen der Deckenbemessungszonen gelenkig gelagert werden.



**Abbildung 6.9** Bruchlinie senkrecht zu den ungeschützten Trägern, Randbedingungen der Seiten A und C

Betrachtet man die Einheitsverschiebungen entlang der Bruchlinie, kann die Bruchlinienrotation wie folgt berechnet werden:

Bruchlinienrotation = 
$$2\frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Die innere Arbeit aufgrund der Rotation der Bruchlinie ist gegeben durch:

mit

L<sub>2,eff</sub> als die effektive Länge der Bruchlinie abzüglich der effektiven Breite der Platte unter der Annahme, dass diese mit den Umfassungsträger wirken, wobei diese als zusammengesetzte Elemente und den zusammengesetzten ungeschützten innenliegenden Trägern bemessen werden

M als Momentenwiderstand der Platte pro Längeneinheit der Bruchlinie

Die äußere Arbeit aufgrund der Plattenverschiebung ist gegeben durch:

Äußere Arbeit=
$$\frac{1}{2}pL_1L_2$$

Die innere und äußere Arbeit gleichgesetzt ergeben:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Falls die Belastung der Platte, in Übereinstimmung mit Kapitel 5, der Traglast entspricht sind die minimalen Werte der Momentenwiderstände für die Umfassungsträger an den Seiten A und C gegeben durch:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{HOT}}{16}$$

Mit

p als Gleichstreckenlast die durch die Deckenbemessungszonen im Brandfall unterstützt werden muss

## 6.4.2 Ungeschützte Träger mit Randträgern an einer Seite

### 6.4.2.1 Bruchlinie parallel zu ungeschützten Trägern

Dieser Fall betrachtet die nötigen Momentenwiderstände der Umfassungsträger an den Seiten B und D der Deckenbemessungszone. In diesem Fall ist der Träger an der Seite B ein innenliegender Umfassungsträger. Da sich eine Software nur mit einer isolierten Deckenplatte beschäftigt, muss für die Berechnung des Widerstandes eines innenliegenden Trägers angenommen werden, dass die Deckenbemessungszone benachbart zu einer gleichen Fläche der Plattenseite ist, in der innenliegende Träger festgelegt wurden. Von einer einzelnen Bruchlinie wird angenommen, dass sie sich entlang des Zentrums der Deckenbemessungszone in Spannungsrichtung 1 bildet, vgl. Abbildung 6.8.

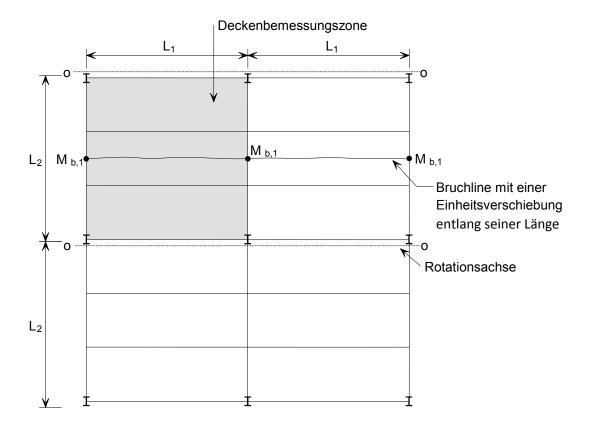


Abbildung 6.10 Bruchlinie parallel zu den ungeschützten Trägern, Randbedingungen an Seite D

Betrachtet man eine Einheitsverschiebung entlang der Bruchlinie, kann die Bruchlinienrotation wie folgt berechnet werden:

Bruchlinienrotation= 
$$2\frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Die innere Arbeit aufgrund der Rotation der Bruchlinie ist gegeben durch:

Innere Arbeit= 
$$(2ML_{1,eff} + 3M_{b,1})\frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,eff}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Die äußere Arbeit aufgrund der Plattenverschiebung ist gegeben durch:

Äußere Arbeit=
$$\frac{1}{2}p2L_1L_2$$

Die innere und äußere Arbeit gleichgesetzt ergeben:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Falls die Belastung der Platte, in Übereinstimmung mit Kapitel 5, der Traglast entspricht, sind die minimalen Werte der Momentenwiderstände für die Umfassungsträger an den Seiten B und D gegeben durch:

80

$$M_{b,1} = \frac{pL_1L_2^2 - 8ML_{1,eff}}{12}$$

Mit

 $\underline{L}_{1,\text{eff}}$  als die effektive Länge der Bruchlinie abzüglich der effektiven Breite der Platte unter der Annahme, dass diese mit den Umfassungsträger wirken, wobei diese als zusammengesetzte Elemente bemessen wurden

M als Momentenwiderstand der Platte pro Längeneinheit der Bruchlinie

p als Gleichstreckenlast die durch die Deckenbemessungszonen im Brandfall unterstützt werden muss

## 6.4.2.2 Bruchlinie senkrecht zu ungeschützten Trägern

Bei einer einzigen Bruchlinie wird angenommen, dass sie sich im Zentrum der Deckenbemessungszone in Spannungsrichtung 2 bildet, vgl. Abbildung 6.11.

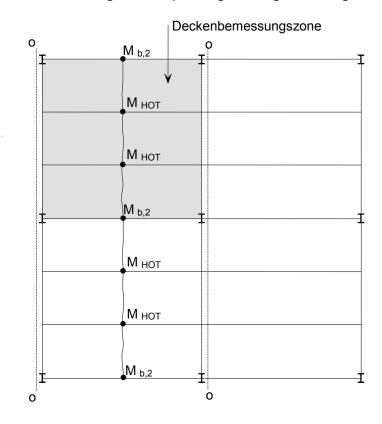


Abbildung 6.11 Bruchlinie senkrecht zum ungeschützten Träger, Randbedingung an Seite A

Nimmt man eine Einheitsverschiebung entlang der Bruchlinie an, so kann die Rotation dieser wie folgt berechnet werden:

Bruchlinienrotation = 
$$2\frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Die innere Arbeit aufgrund der Rotation der Bruchlinie ist gegeben durch:

Innere Arbeit = 
$$\left(2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}\right)\frac{4}{L_{1}}$$
  
=  $\frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_{1}} + \frac{12M_{b,2}}{L_{1}} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_{1}}$ 

Die äußere Arbeit aufgrund der Plattenverschiebung ist gegeben durch:

Äußere Arbeit = 
$$\frac{1}{2}pL_12L_2$$

Setzt man innere und äußere Arbeit gleich, so erhält man:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Falls die Belastung der Platte, in Übereinstimmung mit Kapitel 5, der Traglast entspricht sind die minimalen Werte der Momentenwiderstände für die Umfassungsträger an den Seiten A und C gegeben durch:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{12}$$

mit

 $L_{2,\rm eff}$  als die effektive Länge der Bruchlinie abzüglich der effektiven Breite der Platte unter der Annahme, dass diese mit den Umfassungsträger wirken, wobei diese als zusammengesetzte Elemente und den zusammengesetzten ungeschützten innenliegenden Trägern bemessen wurden

M als Momentenwiderstand der Platte pro Längeneinheit der Bruchlinie

p als Gleichstreckenlast die durch die Deckenbemessungszonen im Brandfall unterstützt werden muss

### 6.4.3 Deckenzone ohne Randträger

Für Zonen bei denen kein Umfassungsträger als Randträger trägt, wird geraten die Werte, die in den Ausdrücken in 6.4.2 bestimmt werden, mit Vorsicht zu verwenden.

### 6.4.4 Das Bemessen von Randträger

Es ist gebräuchliche Praxis, dass Träger an den Rändern von Deckenplatten verbundlos bemessen werden. Das liegt daran, dass die Kosten für eine die Kopfbolzendübel umfassende Querzugbewehrung höher sind als die Kosten für das Anbringen eines etwas schwereren verbundlosen Trägers. Dennoch ist es für den Brandschutz wichtig, dass die Deckenplatten hinreichend mit den Randträgern verbunden sind, da diese Träger an den Kanten der Deckenbemessungszonen sein werden. Zu diesem Zweck, falls Randträger verbundlos bemessen werden, darf der Abstand der Schubanker nicht größer als 300mm sein und horizontale U-Bügel sollten angebracht werden um die Randträger mit den Verbundplatten zu verbinden.

## 6.5 Wärmeanalyse

Die FRACOF Software benutzt eine 2D Finite-Differenz-Wärmeübergangmethode um die Temperaturverteilung innerhalb der Verbunddecke vorhersagen zu können. Diese Methode wurde viele Jahre von der SCI verwendet um Temperaturverteilungen in Stahl und Stahl-Beton-Verbundquerschnitten abzuschätzen. Ebenso zeigte diese Methode, dass sie vernünftige Vorhersagen zum Verhalten von Verbunddecken in Brandversuchen treffen kann.

Das zu analysierende Objekt muss auf einem rechteckigen Gitter von Zellen definiert werden. Diese Methode kann sowohl die abfallende Seite der trapezförmigen als auch der sich wiederholenden Verbundplatten analysieren, indem sie die unten gegebenen Konfigurationsfaktoren verwendet.

Die thermischen Eigenschaften die von der FRACOF Software für Stahl und Beton verwendet werden, basieren auf den Werten die durch die EN 1994-1-2 gegeben sind.

Die thermischen Einwirkungen sind auf der Basis des reinen Wärmestroms  $h_{\rm net}$  berechnet, zu der die Oberfläche des Bauteils freigelegt wurde. Der Wärmestrom ist unter Berücksichtigung des Wärmeübergangs durch Konvektion und Strahlung festgelegt.

$$\dot{h}_{\rm net} = \dot{h}_{\rm net,c} + \dot{h}_{\rm net,r} \tag{12}$$

Die reine Konvektionswärmestrom-Komponente ist wie folgt festgelegt:

$$\dot{h}_{\rm net,c} = \alpha_{\rm c} \left( \theta_{\rm g} - \theta_{\rm m} \right)$$
 (13)

mit

 $\alpha_{\rm c}$  als Koeffizient des Wärmeübergangs durch Konvektion

 $\theta_{\rm g}$  als Gastemperatur

 $\theta_{\mathrm{m}}$  als Oberflächentemperatur des Bauteils

Wenn man eine Wärmeanalyse für Bauteile mit genormten Zeit-Temperaturkurven durchführt, wir der Koeffizient des Wärmeübergangs durch Konvektion auf der freigelegten Seite mit  $\alpha_C$  = 25 W/m<sup>2</sup>K angenommen.

Für natürliche Feuermodelle wird der Koeffizient des Wärmeübergangs durch Konvektion auf  $\alpha_C$  = 35 W/m<sup>2</sup>K erhöht.

Auf der nichtfreigelegten Seite der Platte basiert der reine Wärmestrom auf dem Wärmeübergang durch Konvektion. Dabei wird dieser Koeffizient mit  $\alpha_{c}$  = 9 W/m<sup>2</sup>K angenommen um die Effekte für den Wärmeübergang durch Strahlung zu erlauben, welche nicht explizit in diesem Modell betrachtet werden.

Der reine Strahlungswärmestrom ist durch folgende Formel festgelegt

$$h_{\text{netr}} = \Phi \varepsilon_{\text{m}} \varepsilon_{\text{f}} \sigma \left[ (\theta_{\text{r}} + 273)^4 - (\theta_{\text{m}} + 273)^4 \right]$$
 (14)

mit

Φ als Konfigurationsfaktor

 $\varepsilon_{\mathrm{m}}$  als Oberflächenemission des Bauteils

 $arepsilon_{
m f}$  als Emission des Feuers

 $\sigma$  als Stephan Boltzmann Konstante (5,67 x 10<sup>-8</sup> W/m<sup>2</sup>K<sup>4</sup>)

 $\theta_{\rm r}$  als effektive Strahlungstemperatur des Feuers

 $\theta_{\rm m}$  als Oberflächentemperatur des Bauteils

Die Emission des Feuers wird in Übereinstimmung mit den Werten der EN 1994-1-2 als  $\varepsilon_{\rm f}=1,0$  angenommen. Die Emission des Bauteils kann mit Hilfe der Tabelle 6.4 bestimmt werden.

### 6.5.1 Konfigurationsfaktoren

Für Verbunddeckenprofile aus Stahlblech werden die folgenden Konfigurationsfaktoren benutzt, um den reinen Wärmestrom für jedes Ereignis auf jeder Oberfläche zu modifizieren. Die Orte auf die sich die folgenden Faktoren beziehen, können für trapezförmige Deckenprofile aus Abbildung 6.12 und für sich wiederholende Deckenprofile aus Abbildung 6.13 entnommen werden.

### **Trapezförmige Profile**

Für den unteren Flansch von trapezförmigen Profilen wird ein Konfigurationsfaktor von 1,0 angenommen. Für den oberen Flansch wird der Konfigurationsfaktor,  $\Phi_{TOP}$ , wie folgt berechnet:

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left( \frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

Ähnlich wird für den abfallenden Steg der Trapezprofile der Konfigurationsfaktor,  $\Phi_{\rm SIDE}$  , wie folgt berechnet:

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0.5 \frac{L}{x + v}$$

## Sich Wiederholende verzahnte Profile

Für den unteren Flansch eines sich wiederholenden Stahlprofils wird ein Konfigurationsfaktor von 1,0 angenommen. Der Konfigurationsfaktor der Oberfläche des sich wiederholenden verzahnten Profils wird wie folgt berechnet:

$$\Phi_{\text{INT}} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$

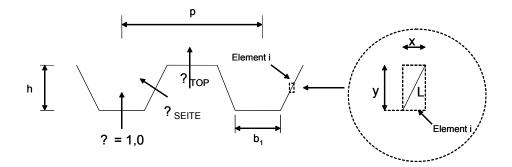


Abbildung 6.12 Konfigurationsfaktoren für Trapezbleche

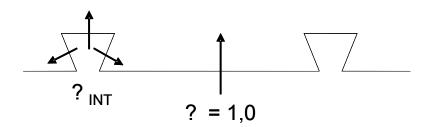


Abbildung 6.13 Konfigurationsfaktoren für sich wiederholende verzahnte Profile

### 6.5.2 Materialeigenschaften

Die folgenden Materialeigenschaften werden für Stahl und Beton verwendet. Diese Werte basieren auf Übereinstimmung mit der EN 1994-1-2. Tabelle 6.4 zeigt die Werte der Oberflächenemission, Dichte und des Feuchtegehaltes die für Stahl, Normalbeton und Leichtbeton verwendet werden.

Tabelle 6.4 Materialeigenschaften für Stahl und Beton

	Stahl	Normalbeton	Leichtbeton
Emission, $\varepsilon_m$	0,7	0,7	0,7
Dichte, ρ	7850	2300	1850
% Feuchte pro Masse	0	4	4

Die spezifische Wärmekapazität für Stahl, C<sub>a</sub>, für alle Baustähle und Bewehrungsstähle ist durch folgende temperaturabhängige Formeln gegeben:

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.00000222\theta^3$$
 (J/kg K) für  $20^{\circ}C \le \theta \le 600^{\circ}C$ 

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)}$$
 (J/kg K) für  $600^{\circ}C \le \theta \le 735^{\circ}C$ 

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)}$$
 (J/kg K) für  $735^{\circ}C \le \theta \le 900^{\circ}C$ 

$$C_a = 650$$
 (J/kg K) für  $900^{\circ}C \le \theta \le 1200^{\circ}C$ 

Die folgenden temperaturabhängigen Werte für die spezifische Wärmekapazität, C<sub>c</sub>, werden für festen Normalbeton mit kiesel- oder kalkhaltigen Zusatzstoffen verwendet:

$C_{c} = 900$	(J/kg K)	$für 20^{\circ}C \leq \theta \leq 100^{\circ}C$
$C_c = 900 + (\theta - 100)$	(J/kg K)	$f "ur 100" C \le \theta \le 200" C$
$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2$	(J/kg K)	$\text{für } 200^{\circ}C \leq \theta \leq 400^{\circ}C$
C <sub>c</sub> = 1100	(J/kg K)	für $400^{\circ}C \le \theta \le 1200^{\circ}C$

Wie in der EN 1994-1-2 vorgeschlagen, wird der temperaturunabhängige Wert der spezifischen Wärmekapazität für Leichtbeton wie folgt angenommen.

$$C_c = 840$$
 (J/kg K) für alle Temperaturen

Die thermische Leitfähigkeit von Stahl ist durch die folgende temperaturabhängige Beziehung definiert.

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20)$$
 aber nicht kleiner als (W/mK) 27,3

Für Normalbeton ist die Obergrenze der thermischen Leitfähigkeit entsprechend der Definition der EN 1994-1-2. Die thermische Leitfähigkeit für Normalbeton ist durch die folgende temperaturabhängige Beziehung definiert.

$$\lambda_C = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2$$
 (W/mK)

Die thermische Leitfähigkeit von Leichtbeton ist ebenfalls temperaturabhängig und durch die folgende Formel gegeben.

$$\lambda_C = 1 - (\theta/1600)$$
 aber nicht kleiner als 0,5 (W/mK)

### 6.5.3 Innerer Wärmetransfer durch Konduktion

Die thermische Analyse errechnet den konduktiven Wärmetransfer zwischen einer Zelle und den vier darüber, darunter und an den Seiten liegenden Zellen (vgl. Abbildung 6.14). Andere Zellen sind nicht involviert.

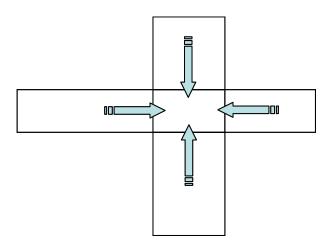


Abbildung 6.14 Basis von konduktivem Wärmetransfer

Die Wärme die pro Zeiteinheit transportiert wird, hängt von der Größe, der Temperatur und der thermischen Konduktivität jeder einzelnen Zelle ab. Jedes Zellenpaar wird wiederrum betrachtet und die reine Wärme, die in die Zelle oder aus der Zelle transportiert wird, wird berechnet. Das Grundmodell der Konduktion ist in Abbildung 6.15 dargestellt.

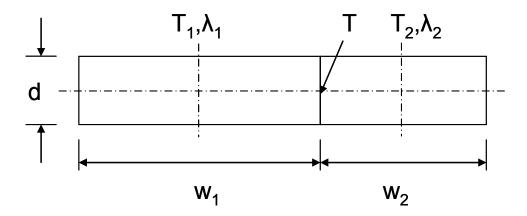


Abbildung 6.15 Grundmodell der Konduktion

Die Temperatur an jeder Zelle ist in seiner Mitte  $(T_1, T_2)$  definiert. Die Temperatur an der Schnittstelle der Zellen ist T. Der Wärmetransfer von Zelle 1 in die Schnittstelle ist die gleiche wie der Wärmetransfer von der Schnittstelle in die Zelle 2. Die thermischen Konduktivitäten einer jeden Zelle sind  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$ .

Der Wärmetransfer pro Zeiteinheit von der Mitte der Zelle 1 in die Schnittstelle ist:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1} (T - T_1)$$

Das ist gleich dem Wärmetransfer pro Zeiteinheit von der Schnittstelle zu der Mitte der Zelle 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2} \left( T_2 - T \right)$$

Folglich erhält man durch die Elimination der Schnittstellentemperatur T:

$$h = \frac{\left(T_2 - T_1\right)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)}$$
 pro Zeiteinheit

Diese Gleichung wird verwendet um den Wärmetransfer zwischen den Zellen zu errechnen. Für jede Zelle wird der Wert von

$$\frac{w}{2D}$$

vorberechnet. Der Wert der thermischen Konduktivität variiert oft mit der Temperatur und wird mit vorgegebenen Intervallen (normalerweise 30 Sekunden) berechnet um die Rechenzeit zu verkürzen.

### 6.5.4 Bemessungstemperaturen für ungeschützte Stahlträger

Die Bemessungstemperaturen für ungeschützte Stahlträger werden auf der Grundlage der einfachen Methode, die in der EN 1994-1-2 Abschnitt 4.3.4.2.2 gegeben ist, berechnet. Der Anstieg der Stahltemperatur während eines kleinen Zeitintervalls wird mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnet.

$$\Delta \theta_{\rm a,t} = k_{\rm shadow} \left( \frac{1}{c_{\rm a} \rho_{\rm a}} \right) \left( \frac{A_{\rm i}}{V_{\rm i}} \right) \dot{h}_{\rm net} \Delta t$$

mit

 $k_{
m shadow}$ als Korrekturfaktor der Schattenwirkung

 $\rho_a$  als Stahldichte

 $\Delta t$  als Zeitintervall

 $A_{i}/V_{i}$  als Abschnittsfaktor für den Teil i des Querschnitts

Die FRACOF Software berechnet die Stahltemperatur für den unteren Flansch des Abschnittes innerhalb von 2,5 Sekunden. Der Korrekturfaktor für die Schattenwirkung wird mit 1,0 angenommen.

Der Abschnittsfaktor für den unteren Flansch wird durch eine Funktion der Flanschdicke, e<sub>1</sub>, wie folgt ausgedrückt

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

Die Materialeigenschaften sind in Abschnitt 6.5.2 gegeben.

Der reine Wärmestrom wird wie in Gleichung 12 mit den Konvektions- und Strahlungskomponenten der Gleichungen 13 bzw. 14 berechnet. Wenn man den Strahlungswärmestrom mit Hilfe der Gleichung 14 berechnet, sollte der Konfigurationsfakor mit 1,0 angenommen werden.

# 7 BRANDVERSUCH AN EINEM MASSSTÄBLICHEN VERBUNDDECKENSYSTEMS

# 7.1 Anwendungsbereich

Wie in Kapitel 5 beschrieben, beruht die einfache Bemessungsmethode hauptsächlich auf den Grundlagen von maßstäblichen, natürlichen Brandversuchen, bei denen die Decken einem voll entwickeltem Raumbrand ausgesetzt sind. Das Bemessungsverfahren kann, unter Verwendung der üblichen Temperatur-Zeit-Kurve, prinzipiell auch bei der Brandschutzbemessung angewendet werden. Allerdings fordern weitere Fragen nachfolgende Untersuchungen.

#### Wie der Einfluss von:

- Langzeitbränden (bis zu 120 Minuten)
- Unterschiedlichen konstruktiven Details
- Auswirkungen höherer Bemessungswerte

Diese Überlegungen führten zu einem Brandversuch in einem Brandofen, der Teil des FRACOF-Projekts war. Letzteres sollte einen experimentellen Nachweis zum Verhalten von Verbundstahl und Betondecken, die der üblichen Temperatur-Zeit-Kurve ausgesetzt waren, liefern und die Anwendung des Bemessungskonzepts auf das Membranverhalten erweitern. Zusätzlich wurde, um den Feuerwiderstand von Verbindungen zwischen Betonplatten und Stahlbauteilen an den Randbereichen der Verbunddecke, welche großen Auslenkungen auf Grund des "Membran-Effekts" ausgesetzt sind, ein weiterer Brandofenversuch im Rahmen des COSSFIRE-Projekts durchgeführt. Die Versuche wurden an zwei unterschiedlichen, maßstäblichen Stahlbeton-Verbunddecken gemäß EN 1365–2 vollzogen. Das beobachtete Brandverhalten dieser beiden Deckensysteme im Laufe der Brandversuche war äußerst zufriedenstellend und zeigte eine solide Widerstandsfähigkeit solcher Systeme im Brandfall.

### 7.2 FRACOF-Versuch

### 7.2.1 Probekörper

Die Anordnung der Probekörper ist in Abbildung 7.1 dargestellt. Das Deckenfeld setzt sich aus vier Nebenträgern, zwei Hauptträgern, vier kurzen Stützen und einer 155 mm dicken Vernbunddecke zusammen.

Der Probekörper war für einen 120-minütigen Brandwiderstand bemessen. Die Träger, die an die Stütze anschlossen sind, waren brandgeschützt und die Nebenträger in der Mitte der Deckenplatte wurden ungeschützt belassen. Die Tragfähigkeit des Probekörpers wurde in Anlehnung an die bereits vorgestellte einfache Bemessungsmethode berechnet, wobei der Probekörper für eine einzelne Deckenzone bemessen wurde (vgl. Kapitel 6). Diese Bemessung zeigte, dass die Anordnung einer Stahlbewehrungsmatte mit einer Fläche von 256 mm²/m in beide Richtungen und 50 mm unterhalb der oberen Oberfläche der Platte, eine ausreichende Tragfähigkeit bot. Mit dem vereinfachten Berechnungsverfahren wurde für den Probekörper eine Tragfähigkeit von 7,85 kN/m² nach 120

Minuten Einwirkung ISO-Normbrandkurve bestimmt. Die Dicke der Platte wurde so gewählt, dass sie die Anforderungen an die Isolationswirkung bei einem 120-minütigen Brandwiderstand gemäß der EN 1994–1–2(<sup>20</sup>)erfüllt.

Die Stahlträger sind durch Kopfbolzendübel mit der Betonplatte verbunden. Träger-Stützen-Verbindungen wurden mit flexiblen Stirnplatten (an den Flanschen der Stütze) Doppelwinkelanschlüssen (am Steg der Stütze) realisiert. Träger-Träger-Verbindungen wurden durch Doppelwinkelanschlüsse ausgeführt (vgl. Abbildung 7.2). Die Verbunddecke wurde mit einem 0,75 mm dicken COFRAPLUS60 Verbundblech konstruiert. Dieses Profilblech kommt in Frankreich häufiger zum Einsatz. Es besitzt ein nur kleines Betonvolumen in den Rippen und erwärmt sich somit im Brandfall voraussichtlich schneller, als Profilbleche mit einer ähnlichen Geometrie.

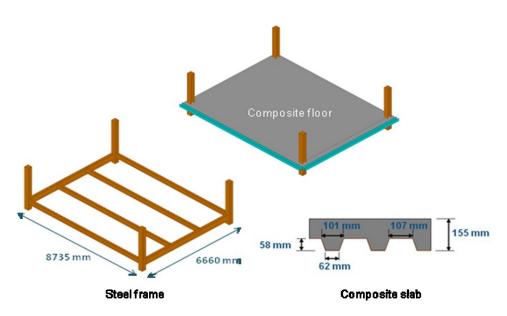


Abbildung 7.1 Brandversuchsaufbau

Die Dimensionen des Prüfkörpers betrugen:

- Spannweite der Nebenträger: 8,735 m

- Spannweite der Hauptträger: 6,66 m

- Spannweite der Verbunddecke: 2,22m

- Gesamtlänge jeder Stahlstütze: 2,5 m, mit 0,8 m unter der Verbunddecke

Die folgenden Kennwerte der Einwirkungen wurden bei der Bemessung der Bauelemente dieser Decke berücksichtigt:

- Ständige Einwirkungen: Eigengewicht der Konstruktion plus 1,25 kN/m² für nicht konstruktive Elemente

Veränderliche Einwirkungen: 5,0 kN/m²

Für die Bemessung bei Raumtemperatur wurde die folgende Kombination von Einwirkungen in Übereinstimmung mit der EN 1990 betrachtet.

$$\sum \gamma_{G,j,\sup} G_{k,j,\sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

mit:

 $\gamma_{G,j,sup}$  der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung, j 1,35)

 $G_{k,j,sup}$  die ständige Einwirkung, j

der Teilsicherheitsbeiwert für die maßgebende veränderliche Einwirkung (angenommen als  $\gamma_{Q,1}$ 1.5)

die maßgebende veränderliche Einwirkung.  $Q_{k,1}$ 

Basierend auf der obigen Belastung, wurden die Querschnitte aller Stahlelemente und die Scher-Verbindungen der Verbundträger in Übereinstimmung mit den Anforderungen der EN 1994–1–1(29), für Bemessung von Verbundstrukturen bei Raumtemperatur, realisiert. Die Anschlüsse wurden in Bezug auf die Anforderungen der EN 1993-1-8(30) bemessen. Folgenden Teilgrößen wurden für die wichtigsten strukturellen Elemente gewählt:

Nebenträger: IPE 300 mit der Stahlgüte S235

Hauptträger: IPE 400 mit der Stahlgüte S355

Stützen: HEB 260 mit der Stahlgüte S235

Für die Deckenplatte verwendete man einen Beton C 30/37.



(a) Träger-Stütze-Verbindung mit flexiblen (b) Träger-Träger-Verbindung Endplatten und Doppelw inkelanschlüssen



Doppelw inkelanschlüssen

mit

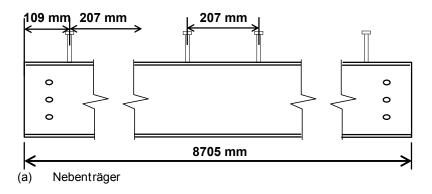
Abbildung 7.2 Stahlbauteilverbindungen

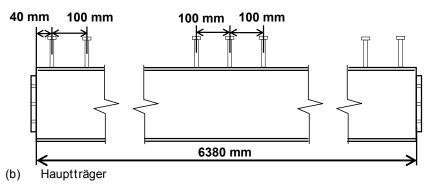
Die tatsächlichen Werkstoffeigenschaften des Stahls und Betons wurden bei Raumtemperatur gemessen. Nominelle und gemessene Werte sind in Tabelle 7.1 gegeben.

**Tabelle 7.1** Werkstoffeigenschaften der geprüften Elemente

Materialtyp	Mechanische Eigenschaften				
Nebenträger Güte S235	Dehngrenze (MPa)		Erreichbare Zugfestigkei	t (MPa)	Gemessene Maximale Dehnung
	Nominell	Gemessen	Gemessen		31,6 %
	235	311	446		
Hauptträger Güte S355	Dehngrenze (MPa)		Erreichbare Zugfestigkei	t (MPa)	Gemessene Maximale Dehnung
	Nominell	Gemessen	Gemessen		29,9 %
	355	423	549		
Betonstahlmatte Güte B500A	Dehngrenze (MPa)		Erreichbare Zugfestigkei	t (MPa)	Gemessene Maximale Dehnung
	Nominell	Gemessen	631		15,5 %
	500	594			
Beton C30/37	Druckfestigkeit (MPa)				
	Charaktersistischer Wert			Gemessener Wert	
	30		36,7		

Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm und einer Höhe von 125 mm stellten den Verbund sicher, die Anordnung ist in Abbildung 7.3 dargestellt.





### Abbildung 7.3 Verteilung der Kopfbolzendübel auf den Stahlträgern

Die Bewehrungsmatte wurde 50 mm unterhalb der Deckenplattenoberfläche eingelegt. Die Mattenbewehrung hatte eine Dicke von 7 mm, eine S500 Stahlgüte und einen Stababstand von 150 mm in beide Richtungen. Zusätzlich wurden 10 mm dicke Bewährungsstäbe für den Stahl-und Beton-Verbund im Randbereich verwendet.



Abbildung 7.4 Im Brandversuch untersuchte Anordnung der Bewehrung

### 7.2.2 Versuchsmethodik

Beim Brandversuch, wurde die mechanische Belastung der Decke durch fünfzehn Sandsäcke realisiert, welche gleichmäßig auf dem Deckenfeld verteilt wurden (vgl. Abbildung 7.5). Jeder Sandsack führte zu einer Belastung von 15,0 kN, was eine gleichmäßige Flächenlast von 3,87 kN/m² ergab. Dieser Wert war etwas höher als der Bemessungswert von 3,75 kN/m² für die Kombination der Einwirkungen für Bürogebäude im Brandfall nach dem Eurocode, wobei der empfohlene Wert von 0,5 für den Kombinationsbeiwert  $\psi_1$  zur Anwendung kam.

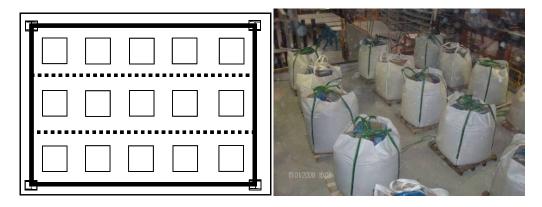


Abbildung 7.5 Belastung der Decke mit Sandsäcken

In Übereinstimmung mit der einfachen Bemessungsmethode für diese Art von Decken, welche in Kapitel 5 beschrieben wurde, waren die beiden Nebenträger und die Verbundplatte ungeschützt. Jedoch waren alle Randträger an den Außengrenzen des Deckenfeldes (alle Träger waren direkt mit den Stützen verbunden) und alle Stützen brandgeschützt, um im Brandfall eine strukturelle Stabilität zu gewährleisten. Die Verbindungen wurden ebenfalls alle geschützt. Das verwendete Brandschutzmaterial waren zwei Lagen Mineralfaserplatte (25mm – 128kg/m³). Die Bewehrungsmatten wurden an zwei Seiten der Platte an zwei Stahlträgern angeschweißt, die entlang des Plattenrandes verliefen (vgl. Abbildung 7.4). Diese Träger wurden wiederum am Brandofen fixiert, um die Kontinuitätsbedingungen der Verbunddecke zu simulieren.

Insgesamt wurden 194 Messpunkte verwendet, um das Verhalten des Deckenfeldes zu erfassen. Die wichtigsten Messwerte waren die Temperatur und die Verformung der Decke. Etwa 170 Thermoelemente wurden verwendet, um die Temperatur der Stahlkonstruktion (vgl. Abbildungen 7.6 und 7.7) und die Temperaturverteilung der Platte zu überwachen (vgl. Abbildungen 7.8 und 7.9). Sieben Wegnehmer wurden installiert, um die vertikale Verformung der Decke zu messen (vgl. Abbildung 7.10). Zwei weitere Wegnehmer wurden eingesetzt, um die horizontale Verschiebung der Decke zu bestimmen. Eine spezielle Hochtemperatur-Videokamera wurde im Inneren des Brandofens platziert, um die zeitabhängige Verformung der Decke aufzuzeichnen.

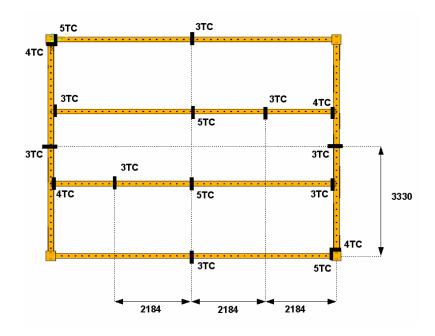


Abbildung 7.6 Lage der Thermoelemente auf der Stahlkonstruktion

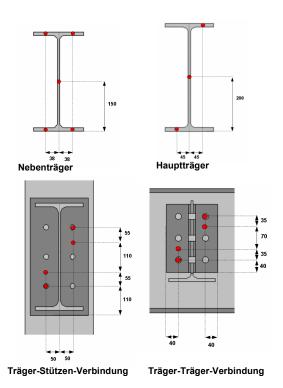


Abbildung 7.7 Lage der Thermoelemente auf jedem instrumentierten Stahlbauquerschnitt

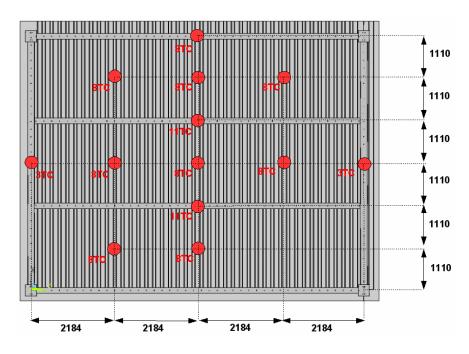


Abbildung 7.8 Lage und Anzahl der Thermoelemente in der Verbundplatte

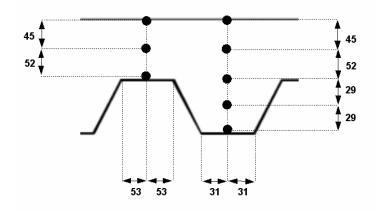


Abbildung 7.9 Typischer Querschnitt durch die Verbunddecke zeigt die Lage der Thermoelemente

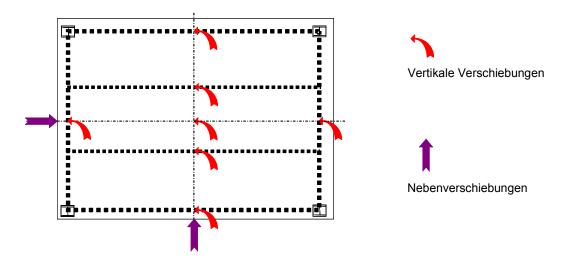


Abbildung 7.10 Lage der Wegnehmer

## 7. 2.3 Ergebnisse

Der Versuchsdauer betrug über 120 Minuten und das Feuer wurde nach vollständigem Versagen der Decke gelöscht. Jedoch dauerten die Messungen am Probekörper noch weitere 900 Minuten an, so dass das Verhalten der Decke während der Abkühlphase überwacht werden konnte.

### 7.2.3.1 Temperaturverläufe in der Struktur

Im Versuchsverlauf wurde die Ofentemperatur mit flächigen Thermoelementen, in Übereinstimmung mit den Empfehlungen aus der EN 1363-1, überwacht. Diese flachen Thermoelemente waren knapp unterhalb der Decke platziert. Die von den Instrumenten aufgezeichneten Temperaturen zeigten, dass die Ofentemperatur innerhalb der Toleranzen, die durch die Feuer-Prüfnorm EN1363-1 festgelegt sind, geregelt wurde (vgl. Abbildung 7.11).

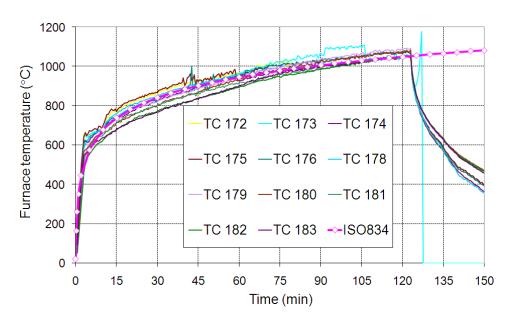


Abbildung 7.11 Ofentemperaturen gegenüber der Standard Temperatur-Zeit Kurve

Temperaturmessungen in der Mitte der Spannweite der Verbundträger wurden am unteren Flansch, dem Steg und am oberen Flansch eines jeden Abschnitts durchgeführt. Eine Zusammenfassung der Temperaturen die in den Trägern gemessen wurden ist in den Abbildungen 7.12 und 7.13 dargestellt. Die ungeschützten Stahlträger erreichten eine maximale Temperatur von 1040 °C. Im Vergleich dazu erreichten die geschützten Stahlträger eine maximale Temperatur von 300 °C. Diese Temperatur ist niedriger als die in der Praxis erwartete und trat auf Grund der Verkürzung der Stahlelemente in den Randbereichen des Ofens auf.

Eine Zusammenfassung der Temperaturen, die in der Verbundplatte aufgenommen wurden, ist in Abbildung 7.14 dargestellt. Die Temperaturen der Punkte A und B wurden nicht gemessen, da die am Stahlblech befestigten Thermoelemente im Versuchsverlauf früh versagten, wahrscheinlich aufgrund von Ablösungen zwischen dem Stahlblech und dem Beton, nachdem dieses dem Brand ausgesetzt war. Die Ablösung des Stahlblechs konnte über einen großen Teil der Verbundplatte beobachtet werden. Die Temperaturen auf der dem Brand nicht ausgesetzten Seite der Verbundplatte sind in Abbildung 7.15 dargestellt. Der Temperaturanstieg auf dieser Seite der Verbundplatte war nach 120-minütiger Brandeinwirkung geringfügig über 100°C, was geringer als die obere Grenze von 140°C ist, welche die Wärmedämmkriterien definieren.

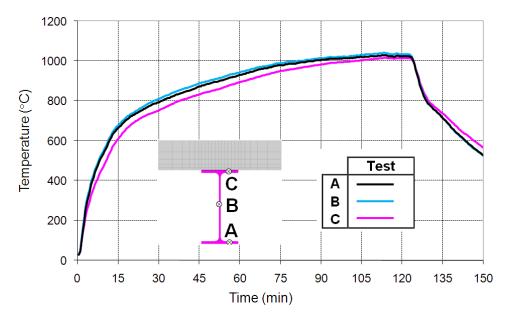


Abbildung 7.12 Termperaturverlauf der ungeschützten Stahlträger

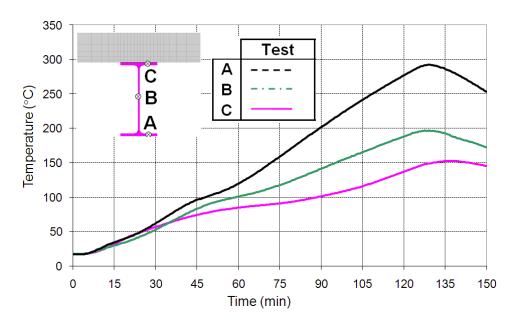


Abbildung 7.13 Temperaturverlauf der geschützten Stahlträger

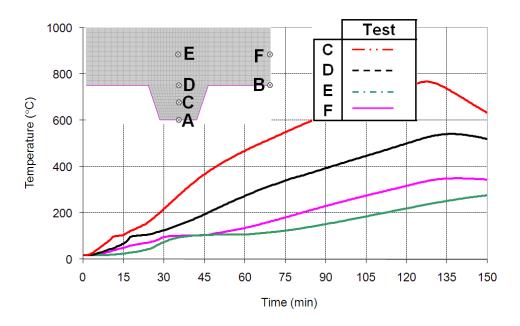


Abbildung 7.Temperatursverlauf der Verbundplatte

99

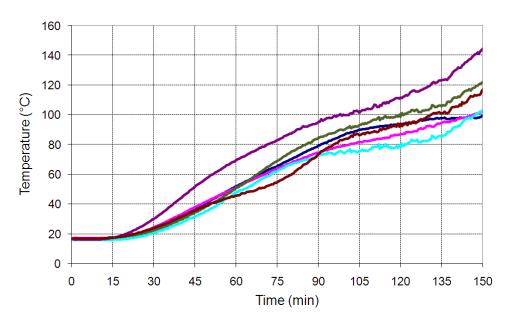


Abbildung 7.15 Temperaturen die an der dem Feuer nicht ausgesetzten Seite gemessen wurden

### 7.2.3.2 Unterschiedliche Verschiebung der Bauteile

Abbildung 7.16 zeigt die vertikale Verschiebung der Decke über den gesamten Zeitraum des Versuchs. Die Abnahme der Durchbiegung nach etwa 120 Minuten entspricht dem Zeitpunkt, an dem die Brenner des Ofens abgeschaltet wurden. Eine detaillierte Darstellung dieser Verschiebungen, welche hauptsächlich während der Erwärmungsphase des Versuchs auftraten, ist in Abbildung 7.17 gegeben. Es kann beobachtet werden, dass die maximale Durchbiegung der Decke 450 mm beträgt. Die Durchbiegung, die an zwei ungeschützten Nebenträgerpositionen gemessen wurde, betrug hingegen 420 mm. Diese Messwerte sind geringer als ein Zwanzigstel der Spannweite. Während der Abkühlungsphase erhöhte sich die Durchbiegung noch leicht und erreichte ihr Maximum nach etwa 135 Minuten. Obwohl die Ofentemperatur bereits von 1050 °C auf 600°C gefallen war, (wurde die Wärme noch durch die Verbundplatte geleitet. Dies führte dazu, dass zu diesem Zeitpunkt die höchste Temperatur in den Bewehrungsmatten erreicht wurde (vgl. Abbildung 7.14).

Die brandgeschützten Träger, die am Rand des Probekörpers platziert waren, erreichten Temperaturen von nur 300°C. Da Stahl bei Raumtemperaturen von 300°C noch 100 % seiner Streckgrenze aufweist, war die Durchbiegung dieser Träger bei einem Maximum von 100 mm, gemessen in der Mitte der Spannweite der Nebenträger, geringer als erwartet. In der Praxis wäre davon auszugehen, dass die kritische Temperatur für diese Träger, mit einer Durchbiegung von Spannweite/30, bei 500°C bis 600°C liegt.

Wenn man der Entwicklung der Deckendurchbiegung mehr Beachtung schenkt, ist festzustellen, dass sie in den ersten 20 Minuten des Feuers stark anstieg und sich dann mit nahezu konstanter Geschwindigkeit erhöhte. Wenn diese Durchbiegung mit der Erwärmung der ungeschützten Träger in Zusammenhang steht, kann daraus geschlossen werden, dass diese Träger nach und nach auf 700°C erwärmt wurden. Selbstverständlich ist ihre Tragfähigkeit in diesem Stadium der Erhitzung nicht länger in der Lage die Lasten komplett aufzunehmen. Dies führte dazu, dass der Membran-Effekt der

Decke schrittweise aktiviert wurde, um die globale Stabilität der Decke zu erhalten. Die Zugkräfte, ausgelöst durch den Membran-Effekt, wurden auch durch die Messung der lateralen Verschiebung am Rand der Decke verdeutlicht (vgl. Abbildung 7.18). Wieder ist feststellbar, dass sich nach 15-minütiger Brandeinwirkung die Randbereiche der Decke aufgrund der Zugkräfte aus Membran-Effekten nach innen bewegten. Der plötzliche Anstieg dieser Verschiebung bei Minute 105 könnte durch den Ausfall von Betonstahlmatten im zentralen Teil der Decke hervorgerufen worden sein (weitere Details, vgl. Abbildung 7.4.3).

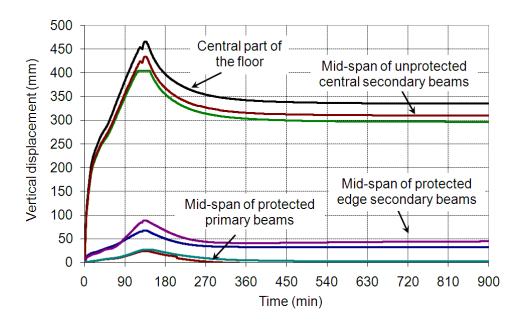


Abbildung 7.16 Durchbiegung der Decke über den gesamten Zeitraum des Versuchs

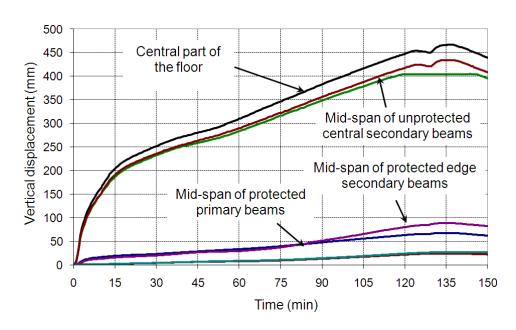
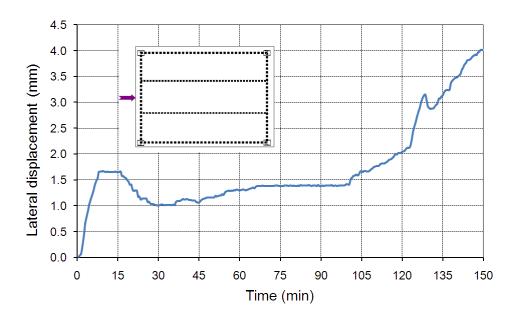


Abbildung 7.17 Aufgenommene Durchbiegung der Decke während der Heizperiode



**Abbildung 7.18** Seitliche Verschiebung am Rand der Decke, die während der Heizperiode des Versuchs aufgezeichnet wurde

### 7.2.3.3 Im Laufe des Versuchs beobachtetes Verhalten der Verbundplatte

Die wichtigsten Beobachtungen in Bezug auf die Rissbildung in der Betonplatte waren:

- Kleine Risse traten im Beton vor allem im Umkreis der Stahlstützen und an durchlaufenden Kanten der Platte bereits in einem frühen Stadium der Brandversuche auf (vgl. Abbildung 7.19(a));
- Es kam zu einigen Rissvergrößerungen während der Aufheizphase des Versuchs, diese hatten aber keinen bedeutenden Einfluss auf die Tragfähigkeit der Decke (vgl. Abbildung 7.19 (b));
- Ein weiterer bedeutenderer Riss trat im zentralen Teil der Decke nach 105 minütiger Brandeinwirkung auf (vgl. Abbildung 7.20).

Die Untersuchung des zentralen Risses nach Abschluss des Versuchs zeigte, dass der Riss durch den Ausfall einer unsachgemäß hergestellten Schweißverbindung zwischen zwei Stahl-Bewehrungsmatten verursacht wurde (vgl. Abbildung 7.21). Da die einfache Bemessungsmethode darauf beruht, die Bewehrung bis zum endgültigen Bruch in Plattenmitte zu belasten, müssen volle Überlappungen bei allen Verbindungen und zwischen allen Lagen der Mattenbewehrung vorhanden sein. Diese Art von Versagen kann vermieden werden, wenn die Konstruktionsdetails nach EN- 1992-1-1 ausgeführt werden.

Da während des Versuchs kein Versagen auftrat, hatte das Auftreten eines solch wichtigen Risses und des Versagen der Bewehrungsmatte in der Längsrichtung des zentralen Bereichs der Decke keinen Einfluss auf deren Tragfähigkeit.



a) Zu Beginn des Brandversuches

b) Am Ende des Brandversuches

Abbildung 7.19 Zustand der Platte im Umkreis der Stahlstütze



a) Zustand der Rissbildung im zentralen Bereich der Decke b) Zustand der Rissbildung nach dem Abkühlen

Abbildung 7.20 Zustand des zentralen Bereichs der Platte während und nach dem Versuch





a) Geschweißte Bewehrungsverbindung vor dem Betonieren

b) Zustand der Bewehrungsverbindung am Ort des Risses nach dem Abkühlen

**Abbildung 7.21** Verbindung der Bewehrungsmatten vor und nach dem Versuch

### 7.2.4 Kommentare zu den Versuchsergebnissen

Die Versuchsergebnisse haben eine ausreichende Tragfähigkeit einer Verbunddeckenplatte, ausgeführt nach der einfachen Bemessungsmethoden, bestätigt. Die Schlussfolgerungen zu den Versuchsergebnissen in Bezug auf das Brandverhalten der Decke sind:

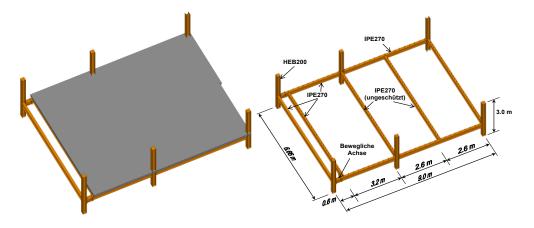
- Auch mit ungeschützten Nebenträgern aus Stahl mit einer Spannweite von 8,735 m wurde die Lastaufnahme(R) für einen Zeitraum von mehr als 120 Minuten gewährleistet;
- Das Tragfähigkeit- (E) und Dämm-Kriterium (I) waren für einen Zeitraum von 105 Minuten erfüllt. Zum Versagen kam es aufgrund eines Risses entlang der Verbundplatte nach vorzeitigem Versagen der Bewehrungsmatten (vgl. Kapitel 7.2.3);
- Die gesamte Decke blieb trotz des Versagens der Bewehrungsmatten in der Betonplatte unter langer Brandeinwirkung baulich sehr widerstandsfähig;
- Es muss sichergestellt werden, dass die Bewehrungsmatten ordnungsgemäß überlappen um den Membraneffekt zu aktivieren und um die Kontinuität der Lastabtragung zu gewährleisten. Dies vor allem in den Bereichen der ungeschützten Träger und Stützen;
- Die Betonrissbildung an den Rändern der Decke war sehr begrenzt und hatte keinen Einfluss auf die Widerstandsfähigkeit und Dämmeigenschaften der Decke;
- Das Verhalten der Decke während der Abkühlungsphase war zufriedenstellend;
- Die Stahlverbindungen waren alle ausreichend geschützt und erreichten die maximale Temperatur, die auf 500°C begrenzt war. Alle Verbindungen zwischen den Stahlbauteilen verhielten sich während der Heiz- und Abkühlphase sehr gut.

# 7.3 CROSSFIRE Brandversuchsprogramm

## 7.3.1 Prüfkörper

Im Rahmen des CROSSFIRE Projekts, wurde eine weitere spezifische Verbunddecke brandgeprüft (vgl. Abbildung 7.22). Für diese Decke sind die Querschnitte der Stahlträger und Stahlstützen als IPE 270 und HEB 200 ausgeführt. Die nominelle Stahlgüteklasse aller Bauteile ist S235. Die Bemessung dieses Deckensystems wurde in Übereinstimmung mit den Anforderungen der EN1994-1-1(<sup>30</sup>) für eine Verbundplatte bei Raumtemperatur mit einer ständigen Last von 1,25 kN/m² zusätzlich zum Eigengewicht der Konstruktion und einer veränderlichen Last von 5,0 kN/m² durchgeführt. Der Brandversuch wurde mit einer Belastung von 3,93 kN/m² umgesetzt, was in etwa 100 % der diversen ständigen Einwirkungen und 50 % der veränderlichen Einwirkungen der Lastfallkombination in Brandsituationen für Bürogebäude nach dem EN1993-1-8(<sup>31</sup>) entspricht.

Die Verbundplatte wurde in Ortbeton mit einer Festigkeitsklasse von C 30/37 ausgeführt. Die Gesamttiefe der Platte betrug 135 mm und das profilierte Stahlblech war ein COFRAPLUS60 (trapezförmig). In Bezug auf die Schubverbindung wurden Kopfbolzendübel, Durchmesser 19 mm, Höhe von 125 mm, ausgeführt. Ihre Verteilung über die Stahlträger ist ein Kopfbolzendübel alle 207 mm für Nebenträger und ein Kopfbolzendübel alle 300 mm für Hauptträger. Die Bewehrungsmatte, welche 35 mm unter der Oberfläche der Platte angeordnet wurde, besaß eine Stahlgüteklasse von S500 mit einem Durchmesser von 7 mm und einem Rastermaß von 150 mm x 150 mm.



a) Ansicht auf den Stahlrahmen

b) Ansicht auf die Verbunddecke

Abbildung 7.22 Brandversuch Einrichtung

Die realen mechanischen Eigenschaften der Materialien die in diesem Versuch zum Einsatz kamen, sind in der nachfolgenden Tabelle 7.2 zusammengefasst.

**Tabelle 7.2** Materialeigenschaften der in CROSSFIRE getesteten Bauteile

Gegenstand	Wert
Stahlgüte der Hauptträger	320 MPa
Stahlgüte der Nebenträger	320 MPa
Stahlgüte des Bewehrungsstahls	590 MPa

Druckfestigkeit des Betons	38,0 MPa
Di dekrestigkeit des Betons	30,0 1111 0

In Übereinstimmung mit den bestehenden, einfachen ingenieurmäßigen Bemessungsmethoden einer derartigen Decke unter Membranwirkung sind die beiden mittleren Nebenträger und die Verbundplatte ausgelegt. Alle Randträger der Decke sind für eine Brandeinwirkung von 120 Minuten geschützt. Die Stahlstützen wurden ebenfalls brandgeschützt ausgeführt. Nur der Brandschutz um die Stahlverbindungen wurde absichtlich reduziert, damit deren Temperatur während der Heizphase hoch genug ist, um die Auswirkung einer solchen Aufheizung auf ihr Verhalten während der Abkühlphase zu untersuchen.

Um das Verhalten der Verbindungen zwischen Betonplatte und Stahlbauteilen in den Randbereichen der Verbunddecke zu untersuchen, wurden sechs verschiedene Randverbindungsarten in dieser Decke eingesetzt (vgl. Abbildung 7.23).

Die mechanische Belastung während des Feuers wurde mit Hilfe von 20 Sandsäcken aufgebracht, die gleichmäßig auf der Decke verteilt waren. Jeder dieser Sandsäcke erzeugte eine Gewichtskraft von genau 11,0 kN und in Verbindung mit Holz Paletten und Leichtbetonblöcken eine äquivalente Flächenlast von 3,93 kN/m². Als Brandlast wurde die ISO Standard Brandkurve bis zu dem Moment in dem ein Versagen der Decke auftritt aufgebracht. Allerdings wurde die Aufnahme von Versuchsergebnissen im Laufe der Abkühlphase beibehalten, um das Verhalten der Decke, im Laufe des gesamten Brandzeitraumes zu erfahren.







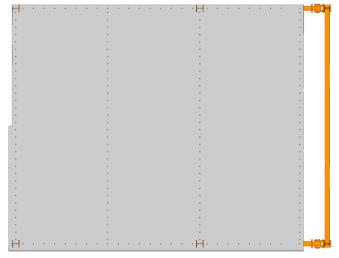








Abbildung 7.23 Verschiedene Stahl- und Beton-Verbund-Verbindungskonfigurationen

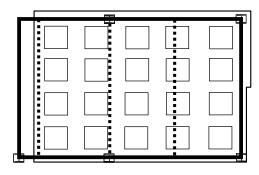




Abbildung 7.24 Belastungsart der dem Brand ausgesetzten Stahl- und Betonverbunddecke

### 7.3.2 Messung der Versuchsergebnisse

Die wichtigsten Messwerte des Versuchs waren die Temperatur und die Verschiebungen der Decke. Es kamen insgesamt 203 Thermoelemente zum Einsatz. 66 Thermoelemente wurden an den Stahlbauteilen angebracht (vgl. Abbildung 7.25), 80 Thermoelemente an den Verbindungen (vgl. Abbildung 7.26) und 57 weitere wurden in der Verbunddecke verteilt, (vgl. Abbildungen 7.27 und 7.28) um die Temperaturen der Brandgase und der Bauteile zu messen. Zusätzlich wurden 20 Wegaufnehmer eingesetzt, davon sind 16 vertikale Wegaufnehmer, um die Durchbiegung der Decke zu messen (vgl. Abbildung 7.29). Die 4 verbleibenden Wegaufnehmer wurden eingesetzt um die horizontale Verschiebung der Decke zu erfassen. Zusätzlich wurde eine spezielle Videokamera im Inneren des Ofens platziert, die die Verschiebungen der Decke gegenüber der Zeit visuell erfasste.

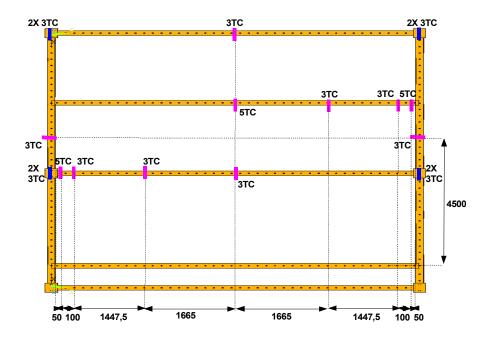


Abbildung 7.25 Lage der Thermoelemente am Stahlrahmen

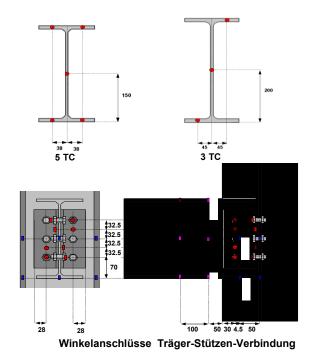


Abbildung 7.26 Lage der Thermoelemente an jedem Stahl Querschnitt

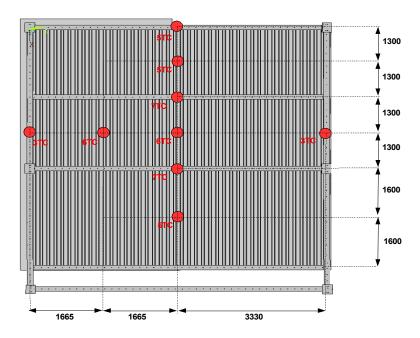
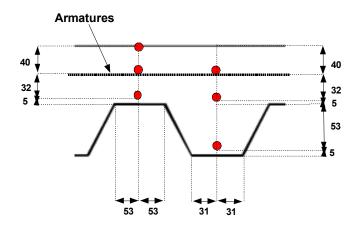


Abbildung 7.27 Lage und Anzahl der Thermoelemente in der Verbundplatte



**Abbildung 7.28** Typischer Querschnitt der Verbundplatte, welcher die Lage der Thermoelemente zeigt

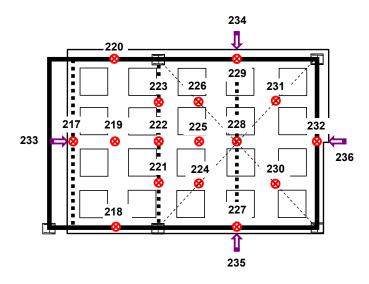


Abbildung 7.28 Lage der Wegaufnehmer

#### 7.3.3 Wichtige Versuchsergebnisse

Während der Aufheizphase dieses Versuchs stimmten die Ergebnisse mit der ISO-834 Brandkurve über mehr als 120 Minuten überein (vgl. Abbildung 7.30), bis es schließlich zum offensichtlichen Versagen von einem der Randnebenträgern, welcher mit den Hautträgern verbunden war, kam (vgl. D6 von Abbildung 7.36). Nach diesem Ereignis, wurden alle Brenner ausgeschaltet und man ließ den Brandofen langsam abkühlen. Was das Aufheizen der Stahlträger angeht, so variiert dieses je nach Art der Brandschutzes. Die ungeschützten Stahlträger wurden in der Mitte der Decke auf über 100 °C aufgeheizt (vgl. Abbildung 7.31). Dem Gegenüber erreichten die geschützten Stahlträger Temperaturen bis zu etwa 550 °C (vgl. Abbildung 7.32). Die Ausnahme bildete einer der geschützten Nebenträger am Rand, welcher sicherlich aufgrund von mangelndem Brandschutz im Laufe des Versuchs wesentlich höhere Temperaturen als alle anderen geschützten Träger aufwies (vgl. Abbildung 7.33).

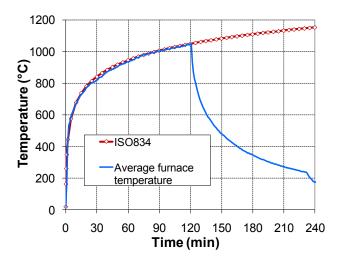


Abbildung 7.30 Ofentemperatur gegenüber der ISO Feuer Kurve

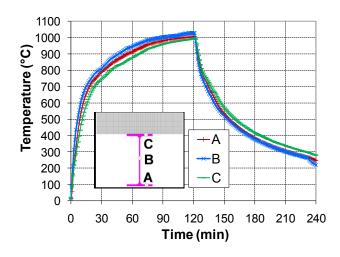


Abbildung 7.31 Aufheizung der ungeschützten Nebenträger

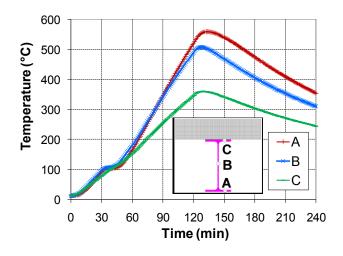


Abbildung 7.32 Aufheizen eines geschützten Hauptträgers

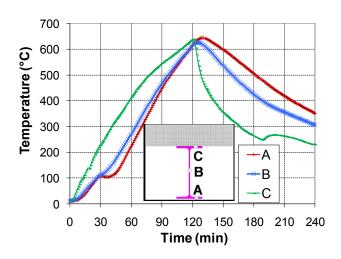


Abbildung 7.33 Aufheizen des versagenden Randträgers

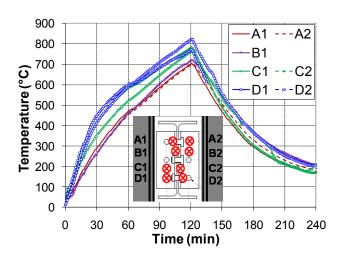


Abbildung 7.34 Aufheizen des versagenden Randträgers

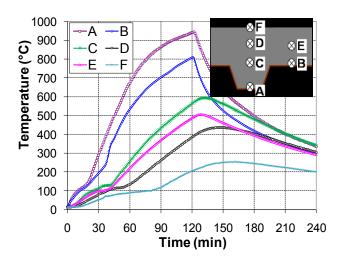
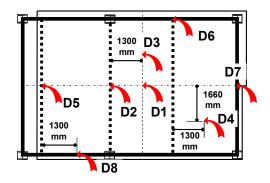


Abbildung 7.35 Aufheizen des versagenden Randträgers



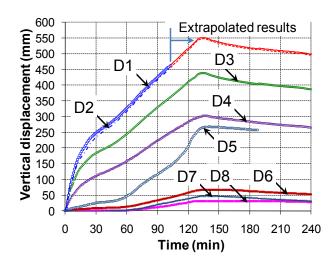


Abbildung 7.36 Gemessene vertikale Durchbiegungen der Decke im Laufe des Versuchs

Da die Stahlverbindungen in diesem Versuch nicht vollständig geschützt wurden, erhitzen sich einige Schrauben der Verbindungen auf mehr als 800°C (vgl. Abbildung 7.34). Durch die Temperaturmessungen in der Verbundplatte während des Versuchs, konnte festgestellt werden, dass die maximale Temperatur 5 mm unter der Sichtseite der Platte etwa 950 °C betrug (vgl. Abbildung 7.35) und die Bewehrungsmatten auf etwa 500°C erhitzt wurden. Außerdem zeigte die Temperaturmessung auf der dem Feuer abgewandten Seite der Verbundplatte, die über 120 Minuten dem Feuer ausgesetzt war, mehr als 200 °C, was über der Wärmedämmfähigkeit liegt.

Während des Versuchs wurden die Brenner ausgeschaltet, nachdem festgestellt wurde, dass einer der Randträger nach 120 Minuten versagte (vgl. D6 in Abbildung 7.36). Was die globale Durchbiegung der Decke betrifft, so kam es in den ersten 30 Minuten des Feuers zu einer starken Zunahme, die bis zum Ende des Feuers wieder abflachte. Nach einem 120-minütigem ISO Standard Brand betrug die gesamte Durchbiegung der Decke mehr als 500 mm. Nachdem der Heizvorgang im Versuch gestoppt wurde, erhöhte sich die Durchbiegung der Decke für eine Zeit (etwa 15 Minuten) bevor die Durchbiegung wieder langsam abnahm. Schlussendlich kam es zu einer Rückstellung der Durchbiegung von etwa 100 mm.

## 7.3.4 Grundlegende Erkenntnisse aus dem Brandversuch

Die Messwerte deuten darauf hin, dass die Gesamtdurchbiegung der Decke nach 120 Minuten auf mehr als 500 mm angestiegen ist. Allerdings war das Verhalten der Decke sehr gut und es gab keinerlei Anzeichen für ein Versagen im zentralen Bereich der Decke. Tatsächlich wurde das Feuer aufgrund der überaus großen Verformung eines Randnebenträgers an einer weiteren Ausbreitung gehindert. In diesem Randträger wurden die höchsten Temperaturen erreicht (vgl. Abbildung 7.37). Eine genauere Untersuchung dieses Randträgers hat ergeben, dass es in Feldmitte zu einem Versagen der Betondruckzone kam. In der Folge führte dies dann zum Versagen des Trägers. Dennoch führte dieses Versagen nicht zum Versagen der gesamten Decke, in der es offensichtlich durch den Membraneffekt zu einer Lastumverteilung kam (vgl. Abbildung 7.38).

An den ungeschützten Nebenträgern, welche mit den geschützten Hauptträgern im Mittelbereich der Decke verbunden waren, konnte in der Nähe der Verbindungen lokales Beulen im unteren Flansch

und Steg beobachtet werden (vgl. Abbildung 7.39). Es ist in diesem Versuch, mit Bezug auf die Anschlüsse, bemerkenswert, dass alle Anschlüsse ein sehr gutes Verhalten sowohl bei der Erwärmung als auch während der Abkühlphase aufwiesen. Auch bei den ungeschützten Nebenträgern, welche mit Hauptträgern verbunden waren, konnte in im Bereich der Anschlüsse kein lokales Beulen beobachtet werden (vgl. Abbildung 7.40). In den Verbundfugen zwischen Betonplatte und Stahlbauteilen konnte auch kein Versagen beobachtet werden.



Abbildung 7.37 Versagen des Randträgers



Abbildung 7.38 Untersuchte Decke während und nach dem Brand



**Abbildung 7.39** Lokales Beulen der ungeschützten Nebenträger, welche mit der Stütze verbunden waren



**Abbildung 7.40** Kein lokales Beulen des ungeschützten Nebenträgers an den Verbindungen mit den Hauptträgern



Abbildung 7.41 Betonversagen in den Eckbereichen der Decke



Abbildung 7.42 Versagen des Betons rund um die zentralen Stützen



Abbildung 7.43 Überlappung der Bewehrungsmatten in der Verbunddecke

Ein weiteres wichtiges Merkmal der Verbunddecke ist die Rissbildung rund um die Stützen, was voraussichtlich einen direkten Einfluss auf das Brandverhalten der Decke hat. Die wichtigsten beobachteten Resultate sind:

- Die Rissbildung im Beton an den Ecken blieb gering und hatte keinerlei negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit (vgl.Abbildung 7.41);
- Bezüglich der Rissbildung im Beton im Bereich der zentralen Stützen, verursachte die erhebliche Durchbiegung der ungeschützten Träger eine große Verformung der Platte nach innen. Ein weiterer möglicher negativer Einfluss auf die Tragfähigkeit kann durch die offenen Risse vor den Stützen entstehen (vgl. Abbildung 7.42);
- In der Betonplatte im zentralen Bereich der Decke entstanden keine nennenswerten Risse, was bedeutet, dass sich trotz einer Erhitzung der Bewehrungsmatten auf 500°C ein

- Membraneffekt einstellte. Ein derart gutmütiges Verhalten ist ohne Zweifel das Resultat einer angemessenen Überlappung der Bewehrungsmatten (vgl. Abbildung 7.43);
- Die Verankerung der Bewehrungsmatten an den Kopfbolzendübel auf den Randträgern erwies sich im Falle des Membraneffekts bei der Verbundplatte als sehr günstig, da dieser allem Anschein nach zu einer vorteilhaften Einspannung der Platte führt;
- Die Resttragfähigkeit der Decke war trotz der bedeutenden Durchbiegung der Decke ausreichend.

# 7.4 Maßstabsgetreuer Brandversuch für eine Verbunddecke unter Einbeziehung von Wabenträgern mit einer großen Spannweite

## 7.4.1 Versuchsaufbau

Die Abmessungen der untersuchten Deckenplatte betrugen 9,6 m x 15,6 m. Die Decke wurde von auf vier Eckstützen gelagerten Wabenträgern aus Stahl mit einer Spannweite von 9 m bzw. 15 m unterstützt (vgl. Abbildung 7.44). Die Wabenträger waren auf den Rasterlinien 1,4,B,C und D als Haupt und Nebenträger der Konstruktion positioniert (vgl. Abbildung 7.45). Die Abmessungen der Träger sind in den Abbildung 7.45 und 7.46 dargestellt. Die ungeschützten Nebenträger 4 und 5 besaßen in der Mitte der Spannweite eine längliche Öffnung im Steg.



**Abbildung 7.44** Versuchsaufbau mit langen ungeschützten Wabenträgern



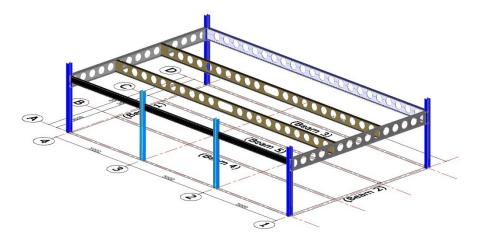
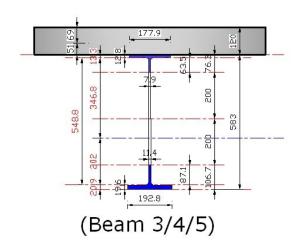


Abbildung 7.45 Entwurf der Stahlstruktur



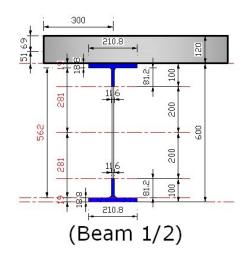


Abbildung 7.46 Detailansicht der Stahlprofile

Der Brandraum hatte eine Abmessung von 9,2 m x 15 m mit einer lichten Höhe von 2,88 m. Die umgebenden Wände wurden als Mauerwerk mit einer Festigkeit von 7 N/mm² ausgeführt, die Wände wurden mit 3 Öffnungen von jeweils 1,5 m x 3 m ausgestattet. Die umgebenden Wände des Abteils entlang der Rasterlinien 1, 4 und D waren oben nicht mit der Verbunddecke verbunden, was eine freie vertikale Verformung der Deckenplatte entlang dieser Ränder ermöglichte. Die Frontfassade mit den Öffnungen wurde so konstruiert, dass die Wand bis zur Unterseite des massiven Trägers entlang der Rasterlinie A verlängert wurde, um vertikale Durchbiegungen des Trägers entlang dieser Rasterlinie zu behindern. Die Stahlkonstruktion wurde in horizontaler Richtung an den folgenden Stellen ausgesteift: Stütze A1 wurde in beiden seitlichen Richtungen ausgesteift, Stütze A4 seitlich parallel zur Rasterlinie 4 und Stütze D1 seitlich parallel zur Rasterlinie D. Die Aussteifungen wurden mit diagonalen CHS durchgeführt.

Alle Stützen und der Träger entlang der Rasterlinie A wurden mit handelsüblichen, 20 mm dicken Brandschutzplatten mit einer Standard-Feuerwiderstandsdauer von 2 Stunden geschützt. Der Umfang der Verbundträger auf Rasterlinie 1, 4 und D wurde durch Keramikfasern geschützt (vgl. Abbildung 7.47), welche ebenfalls einen Standard-Feuerwiderstand von 2 Stunden gewährleisten. Die Brandschutzmaßnahmen wurden von einem zugelassenen Unternehmer nach Angaben des Herstellers ausgeführt. Für die Verkleidung der Innenseite der Begrenzungswände wurden 15 mm starke Gipsplatten eingesetzt, um den Wärmeverlust durch das Blockmauerwerk abzumindern (vgl. Abbildung 7.47).



Abbildung 7.47 Faser- und Gipsplattenbrandschutz im Inneren des Abteils

Die Gesamtdicke der Verbunddecke betrug 120 mm. Sie wurde mit 51 mm hohen und 1 mm dicken Profilblechen "Holorib" (HR51/150), Normalbeton und Bewehrungsmatten ausgeführt. Die Zugfestigkeit der Profilbleche wurde experimentell ermittelt und betrug 327 N/mm². Die Betonstahlmatte A393 (vgl. Abbildung 7.48) bestand aus gerippten Stäben mit 10 mm Durchmesser und einem Achsabstand von 200 mm, die nominale Streckgrenze betrug 500 N/mm². Die Bewehrung wurde unter Anwendung der Bailey Methode, auf der Grundlage der parametrischen Brandbemessungskurve bestimmt wurde. Die Bewehrungsmatten besaßen eine Übergreifungslänge von mindestens 400 mm, die Betondeckung betrug 40 mm. Der Beton nach Rezept bestand aus (je 1m³): 360 kg OPC, 918 kg 10 mm Kalkstein, 691 kg Brechsand, 380 kg 6 mm Kalkstein, 30 kg Grauwasser (recycelt) und 142 kg Kaltwasser (Leitungswasser). Es wurden keine Zusatzmittel oder Luftporenbildner beigemischt. Die durchschnittlich gemessene Würfeldruckfestigkeit des Betons betrug am Tag des Versuchs 50 N/mm².



Abbildung 7.48 Die bewehrte Verbunddecke vor dem Betonieren

Zur Realisierung eines vollständigen Verbundes zwischen Betongurten und den Stahlträgern wurden Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm und einer Höhe von 95 mm im Abstand von 200 mm mittig auf den Trägern angeordnet. Die zugelegten Steckbügel an den Deckenrändern (vgl.

Abbildung 7.48) sind nicht den Anforderungen des Brandschutzes geschuldet, sondern einer ausreichenden Verankerung der Bewehrung. Die U-Bügel hatten einen Durchmesser von 10 mm und waren im Abstand von 30 mm vom Rand platziert (vgl. Abbildung 7.48).

#### 7.4.2 Bemessungslasten

Die Bemessungslasten setzen sich aus einer charakteristischen Verkehrslast von 3,5 kN/m² und einem Trennwandzuschlag von 1,0 kN/m² sowie einer Last für Installationen von 0,5 kN/m² zusammen. Die Teilsicherheitsbeiwerte, welche für den Grenzzustand "Brandeinwirkung" (FLS) angesetzt wurden, entsprechen den Werten, welche in der Norm EN 1990 für Bürogebäude festgelegt sind. Die resultierende Belastung betrug 3,25 kN/m² (vgl. Tabelle 7.3).

Tabelle 7.3 Bemessungslasten

Beschreibung	Charakteristische Last(kN/m²)	Lastfaktor bei FLS	Bemessungslast bei FLS
			kN/m <sup>2</sup>
Trennwände	1,0	1,0	1,0
Installationen	0,5	1,0	0,5
Verkehrslast	3,5	0,5	1,75
		Summe	3,25

Die Belastung wurde in Form von 44 Sandsäcken à 1 t Gewicht aufgebracht, die gleichmäßig auf der Deckenplatte verteilt wurden (vgl. Abbildung 7.49). Das rechnerische Eigengewicht der 120 mm starken Platte betrug 2,90 kN/m². Insgesamt ergab sich eine Gesamtbelastung von 6,15 kN/m².



**Abbildung 7.49** a) Verkehrslast in Form von Sandsäcken, Brandlast

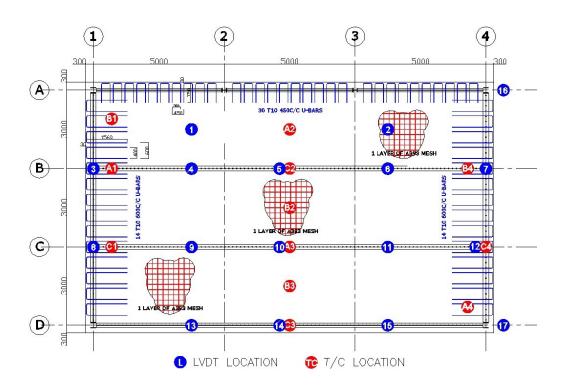
b) Holzkrippen zur Erzeugung der

## 7.4.3 Dimensionierung der Brandlast

Die Brandeinwirkung wurde als Naturbrand entsprechend der parametrischen Zeit-Temperatur-Kurve in Anhang A von EN 1991-1-2 und mit Hilfe der Software "Ozon" dimensioniert. Die Brandlast umfasste 45 Standard- Holzkrippen (1m x 1m x 0,5m), welche aus 50 mm x 50 mm x 1000 mm Holzleisten gebaut und gleichmäßig im Raum verteilt wurden (vgl. Abbildung 7.49.b). Diese Brandlast entsprach 40 kg Holz pro Quadratmeter Deckenfläche. Unter der Annahme eines Brennwertes von 17,5 MJ/kg für Holz betrug die Brandlastdichte im vorhandenen Brandraum 700 MJ/m². Die gewählte Brandlast war etwas höher als die Bemessungsbrandlast für Bürogebäude von 511 MJ/m² (80 %-Quantil), welche von EN 1991-1-2 vorgegeben wird. Die Holzkrippen waren durch Rinnen aus Baustahl miteinander verbunden. In die Rinnen waren poröse Faserplatten eingelegt. Etwa 30 min vor der Zündung wurden 20 Liter Paraffin in die Rinnen gegossen, um eine schnelle Brandentwicklung in der Kammer zu gewährleisten.

#### 7.4.4 Eingesetzte Messtechnik

In der Kammer wurde in großem Umfang Messtechnik angeordnet, um die Raumtemperatur, die Temperaturverteilung in der Verbunddecke, die Temperatur der geschützten und ungeschützten Wabenträger sowie die vertikalen und horizontalen Verformungen zu messen. Die Position der Temperaturfühler und Wegaufnehmer ist den Abbildungen 7.50 und 7.51 zu entnehmen. Eine freistehende Stahlkonstruktion wurde um den Brandraum herum aufgebaut, um ein externes, unverschiebliches Bezugssystem für die korrekte Messung der vertikalen und horizontalen Verformungen zu schaffen. Insgesamt kamen 350 Thermoelemente zum Einsatz, um die Temperaturen zu messen und 17 Wegaufnehmer, um die auftretenden Verformungen zu messen. Die Wegaufnehmer waren an dem freistehenden äußeren Bezugssystem angebracht und sofern erforderlich isoliert, um sicherzustellen, dass es zu keinerlei Hitzeeinwirkung auf die Wegaufnehmer kommt.



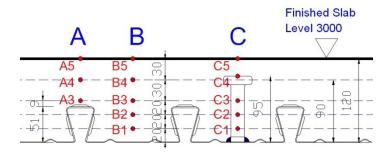


Abbildung 7. 50 Lage der Messpunkte für Verformungen und Temperatur in der gesamten Platte

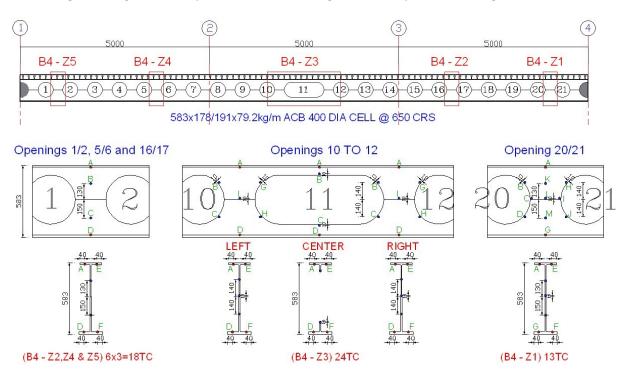


Abbildung 7.51 Lage der Thermoelemente am ungeschützten Träger (Rasterlinie B)

#### 7.4.5 Verformungen der Träger und der Verbunddecke

Unter Brandeinwirkung setzten sich die Verformungen der ungeschützten, in Trägerlängsrichtung nicht gehaltenen Stahlverbundträger (vgl. Abbildung 7.52) überwiegend aus zwei Anteilen zusammen: Durchbiegung infolge von thermischer Verkrümmung und Durchbiegung infolge der äußeren Belastung. Die Durchbiegungen aufgrund thermischer Verkrümmung werden durch eine ungleichmäßige Temperaturverteilung über den jeweiligen Stahlträger und die angeschlossenen Verbunddecke erzeugt. Die Durchbiegungen infolge der aufgebrachten äußeren Belastung werden durch die Abnahme der Steifigkeit und Festigkeit des Baumaterials bei ansteigenden Temperaturen hervorgerufen. Bei niedrigen Temperaturen (unter 400°C), ist die Durchbiegung der Träger überwiegend durch thermische Verkrümmungen bedingt. Bei höheren Temperaturen wird hingegen die Durchbiegung infolge der Belastung maßgebend und die Verformung nimmt schneller zu.



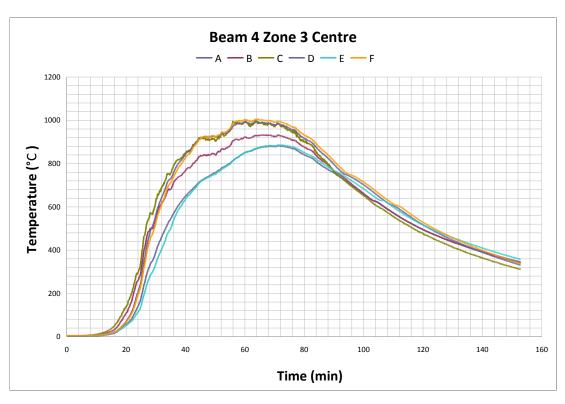


Abbildung 7. 52 Brandraum unter Vollbrand



Abbildung 7.53 Verformungen von Decke und ungeschützten Trägern nach dem Brand

Das Maximum der aufgezeichneten Stahltemperatur lag nach 77 Minuten in Feldmitte der Träger 4 und 5 bei 1053 °C (vgl. Abbildung 7.54). Die maximale Temperatur trat im unteren Flansch unterhalb der langgestreckten Öffnung auf. Abbildung 7.55 zeigt die Temperaturverteilung an der kritischen Stelle des ungeschützten Lochstegträgers. Es ist erwähnenswert, dass die Temperaturverteilung über den Steg ungleichmäßig war, obwohl die Träger ungeschützt und dem Brand lange ausgesetzt waren. Die Temperatur des oberen Flansches des Trägers war aufgrund der wärmesenkenden Wirkung der unterstützenden Betonplatte geringer als erwartet. Bei einer maximalen Temperatur von 1053 °C hat der Stahl 97 % seiner Festigkeit und Steifigkeit verloren und trägt somit kaum noch zur Tragfähigkeit des Deckensystems bei.



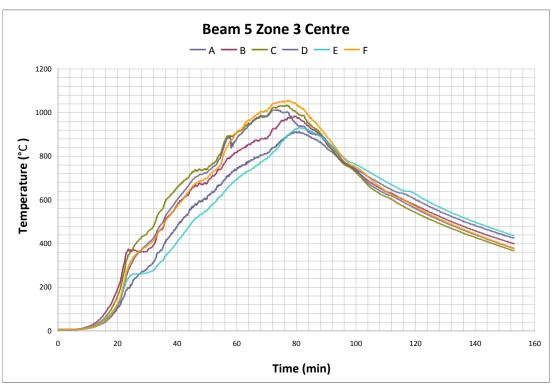


Abbildung 7.54 Aufgezeichnete Temperaturen in Feldmitte der ungeschützten Träger



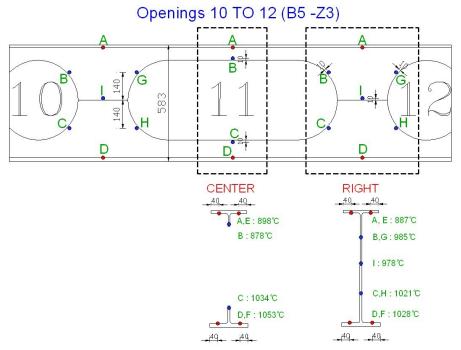


Abbildung 7.55 Aufgezeichnete maximale Temperaturen in den ungeschützten Trägern

Mit steigenden Temperaturen der ungeschützten Verbundträger (vgl. Abbildung 7.53), wurde beobachtet, dass zunächst ein Nachbeulen im Steg auftrat. Die Verbundwirkung zwischen Verbundträger und Platte verhinderte eine Verdrehung der Träger als Ganzes. Die Tendenz des unteren Flansches, sich zur Seite zu verschieben, verursachte eine Verschiebung des Steges, das zu einem allgemeinen Biegedrillknicken führte (vgl. Abbildung 7.53). In diesem Stadium erreichten die Temperaturen im ungeschützten Stahl annähend 800 °C und nur der obere Flansch trug zur Unterstützung der Platte durch seine Durchhangwirkung bei (vgl. Abbildung 7.53). Die Temperatur der Bewehrungsmatten oberhalb der Träger erreichte ihr Maximum von 375 °C in der 95. Minute, das, wie auch in Abbildung 7.56 zu sehen ist, erst in der Abkühlphase des Feuers auftrat. Abbildung 7.57 zeigt die größte gemessene Temperatur der Bewehrungsmatten zwischen den Trägern, die während der Abkühlphase des Feuers auftrat. Die Temperaturen in der Betonplatte stiegen nach Erreichen der maximalen Raumtemperatur in der 75. Minute kontinuierlich an. Die aufgezeichneten Temperaturen der Kopfbolzendübel, welche eine maximale Temperatur von 585 °C erreichten, sind in Abbildung 7.57 dargestellt. Obwohl die Temperatur der Kopfbolzendübel hoch war, verringerte

sich der Betrag der erforderlichen horizontalen Schubübertragung, mit der ansteigenden Temperatur in den ungeschützten Trägern, die an Festigkeit und Steifigkeit verloren, so dass der Schub weiterhin von den Kopfbolzendübeln übertragen werden konnte. Es gab keinerlei Anzeichen eines Verlusts der Verbundwirkung der Verbundträger, was darauf hindeutet, dass die Kopfbolzendübel während des gesamten Versuchs für eine ausreichende Verbundwirkung zwischen der Platte und Träger gesorgt haben.

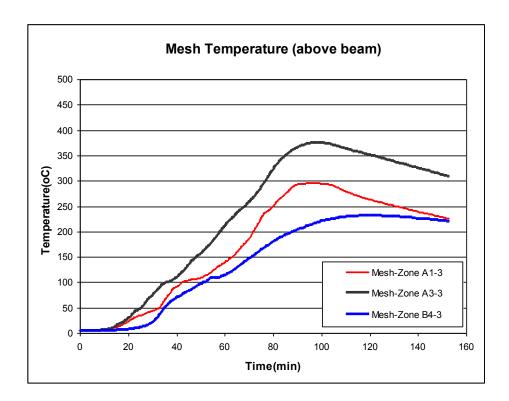


Abbildung 7.56 Gemessene Temperaturen der Bewehrungsmatten oberhalb der Träger

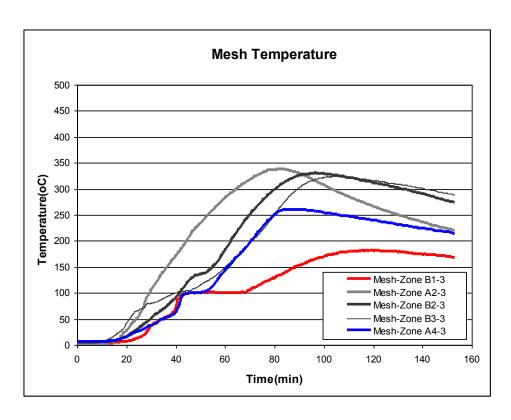


Abbildung 7.57 Gemessene Temperauren der Bewehrungsmatten zwischen den Trägern

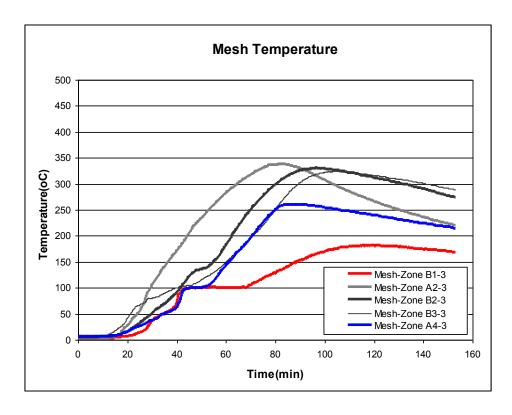


Abbildung 7.58 Gemessene Temperaturen der Kopfbolzendübel

Die maximale gemessene Durchbiegung der Platte betrug 783 mm nach 112 Minuten (vgl. Abbildung 7.59) und trat damit erst in der Abkühlungsphase des Brandes auf. Abbildung 7.59 zeigt die Zeit/Durchbiegungs-Kurve für Träger 4 und 5 während des Versuchs und einen Tag nach dem Versuch. Abbildung 7.59 zeigt die Durchbiegungen einen Monat nachdem die Sandsäcke entfernt wurden.

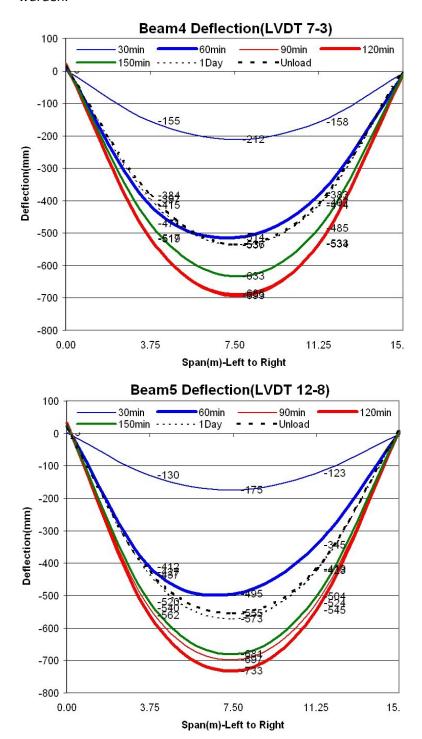


Abbildung 7.59 Durchbiegungsprofil der von Decke bzw. Träger

Das Durchbiegungsprofil der Deckenplatte gekoppelt mit der Verbundwirkung zwischen Träger und Platte, verursachte eine Verdrehung des oberen Flansches des Stahlträgers. Dies führte zu einem sekundären Moment und einer vertikalen Schubkraft in den Trägerquerschnitten, was zum

Drillknicken der Verbundträger führte und den unteren T-Querschnitt seitlich aus seiner ursprünglichen Ebene verschob. Zu diesem Zeitpunkt wurde die Last überwiegend durch den Membraneffekt der Deckenplatte geschützt, entsprechend den Grundprinzipien welche im Bailey Bemessungsverfahren skizziert wurden.

Es konnte beobachtet werden, dass die ungeschützten Wabenträger eine effektive Durchhangwirkung ausbildeten, wobei nur der obere T-Querschnitt zur Lastabtragung beitrug. Nachbeulen im Steg, was vorwiegend bei kleinräumigen Brandversuchen beobachtet wurde, trat an den ersten Öffnungen des Trägers auf, als die Gesamtverschiebungen noch eingeschränkt waren.

#### 7.4.6 Membran-Effekt in Deckenplatten

Die Profilbleche erreichten Temperaturen von über 900° C und es konnte beobachtet werden, dass sie sich an den meisten Stellen vom Beton abgelöst hatten. Bei einer Temperatur von 900°C hatten die Profilbleche 94 % ihrer Widerstandsfähigkeit verloren, was zu einem Ablösen von der Betonplatte führte, sich aber nicht bedeutend auf die gesamte Widerstandsfähigkeit der Platte während der stärksten Brandeinwirkung auswirkte. Dies entspricht der Bemessungsannahme von Bailey, bei welcher der Beitrag der Trapezbleche in der Berechnung der Tragfähigkeit vernachlässigt wird. Allerdings ist anzumerken, dass die Profilbleche den positiven Effekt haben, die Folgen von Abplatzungen zu verringern, da sie den abgeplatzten/gerissenen Beton an seinem Platz halten. Voraussetzung dafür ist, dass sich das Profilblech nicht ablöst und eine große Spalte zwischen Beton und Blech entsteht. Im Versuch trat ein großer Riss entlang der kurzen Spannweite der Deckenplatte (vgl. Abbildung 7.60) entsprechend den Beobachtungen vorhergehender Versuche zum Membraneffekt auf.

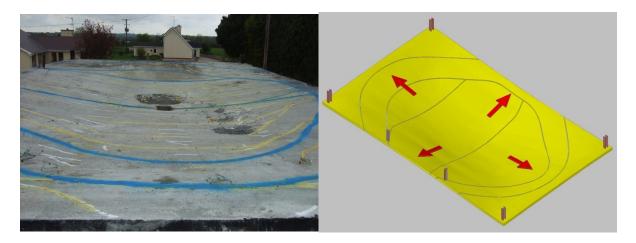


Abbildung 7.60 Hervorgehobenes Rissbildungsmuster der Platte

Die unterstützte Betonplatte war an ihren Rändern horizontal nicht eingespannt. Die tragenden geschützten Randträger behielten ihre Tragfähigkeit bei und waren nur kleinen vertikalen Verformungen unterworfen. Dadurch konnte sich der Membraneffekt einstellen, indem die in der Ebene liegenden Kräfte im mittleren Bereich der Platte ein Gleichgewicht zwischen Zug- und Druckkräften entlang des Randes entwickeln konnten (vgl. Abbildung 7.60). Dieses Tragverhalten entspricht dem eines Speichenrades: Die Speichen stellen die Zugkraft der Membranwirkung dar, während die Felge die Druckkraft der Membranwirkung repräsentiert.

#### **7.4.7 Fazit**

Die Deckenplatte wies ein außerordentlich vorteilhaftes Verhalten in Bezug auf die Tragfähigkeit im Verlauf des Versuchs auf. Hervorzuheben ist die Eigenfestigkeit im System aufgrund der Membranwirkung der Deckenplatte. Basierend auf den gemessenen Daten wurde gezeigt, dass die Bewehrung im mittleren Bereich der Platte unter Zugkräften ein elliptisch-parabolisches Zugkraftnetz ausbildet, das von einem Betondruckring der von den Rändern der Platte ausgeht, festgehalten wird. Aufgrund des Membraneffekts ist die Existenz von Nebenträgern zur Unterstützung der Platte bei Brandeinwirkung nicht notwendig. Nebenträger müssen daher nicht vor Brandeinwirkung geschützt werden.

Mit Bezug auf die Leistung der ungeschützten Verbundträger können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- 1. Durch den Verbund zwischen den tragenden Verbundträgern und der Platte war Biegedrillknicken der Lochstegträger die vorherrschende Art des strukturellen Versagens und nicht das Nachbeulen oder der "Vierendeel"-Mechanismus, der häufig bei kleinen Brandversuchen an Verbundträgern im Feuer beobachtet wurde;
- 2. Ab dem Zeitpunkt, von dem an das Biegedrillknicken einsetzte, war nur noch der obere T-Querschnitt der Verbundträger in der Lage, zur Tragfähigkeit der Deckenplatte durch die Durchhangwirkung beizutragen;
- 3. Die Verbundträger hatten keinen Einfluss auf das Membranverhalten der Deckenplatte, welches sich wie in der klassischen Bemessungsmetode von Bailey skizziert verhielt und die Lastabtragung für die Dauer des Versuchs gewährleistete.

Die Mauerwerkswand, welche die Grenzen des Brandraums darstellte, behielt ihre Unversehrtheit trotz einer signifikanten thermischen Gradiente über die Wanddicke und trotz wesentlicher seitlicher Verformungen bei. Auch alle Anschlüsse (obwohl geschützt) wiesen ein sehr gutes Verhalten auf und zeigten keine Anzeichen von Versagen.

#### 8 NUMERISCHE PARAMETERSTUDIEN

### 8.1 Vorbemerkung

Der vorgestellte Großbrandversuch hat erneut das gute Brandverhalten der Verbunddecken aufgrund der von Bailey und Moore(17,18) beschriebenen Membrantragwirkung in den Decken bestätigt. Dennoch ist es notwendig, die Gültigkeit des Modells auf den gesamten Anwendungsbereich auszuweiten. Nach dem heutigen Stand des Wissens kann dies über numerische Parameterstudien auf der Grundlage von modernen Rechenverfahren geschehen. In diesem Rahmen können verschiedene Aspekte wie etwa die Verformungsgrenzen der Decke oder die Dehnungen des Bewehrungsstahls sehr einfach überprüft werden. Bevor mit den numerischen Parameterstudien zu diesem Projekt begonnen werden konnte, mussten die Berechnungsmodelle anhand des Brandversuches validiert werden.

# 8.2 Validierung des ANSYS - Modells durch den FRACOF-Versuch

## 8.2.1 Allgemeines

Um ein zutreffendes numerisches Modell zur Beschreibung des Brandverhaltens der Verbunddecken zu finden, mussten numerische Untersuchungen wie in Kapitel 7 beschrieben durchgeführt werden. Mit Hilfe des Softwarepakets ANSYS wurde das numerische Modell aus zwei Teilen zusammengesetzt, eines für die Auswertung der Wärmeverteilung, und eines für die Strukturanalyse.

#### 8.2.2 Strukturanalyse

Die Strukturanalyse basiert auf einem numerischen Modell, welches die Stahlträger, Stahlbleche, die Betonrippendecke und die Mattenbewehrung miteinbezog (vgl. Abbildung 8.1). In diesem statischen Modell wurden folgende drei Arten von finiten Elementen verwendet:

- 3D nicht-lineare Linienelemente BEAM24
- 3D nicht-lineare mehrschichtige Schalenbauteile SHELL91
- 3D lineare Linienelemente PIPE16

Die Betondecke wurde durch Schalenelemente abgebildet, sowohl der massive Beton, als auch die Bewehrungsmatten. Stabelemente wurden für die Stahlbauteile, die Stahlbleche und die Rippen der Betondecke verwendet. Um die Schubkräfte zwischen den Stahlträgern und der Betondecke aufzunehmen, wurden Koppelelemente eingebaut.

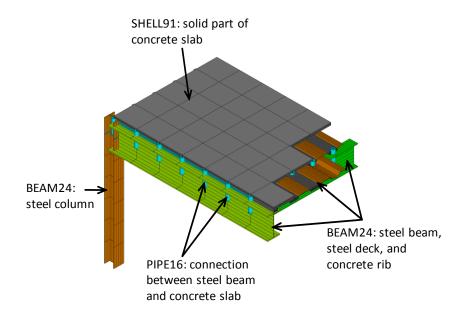
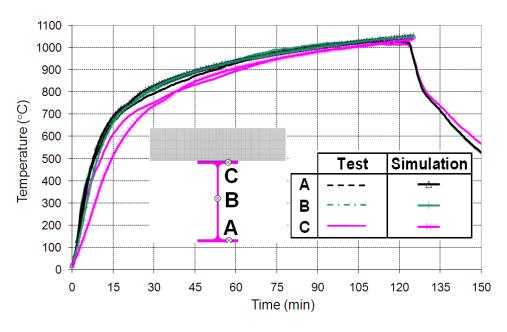


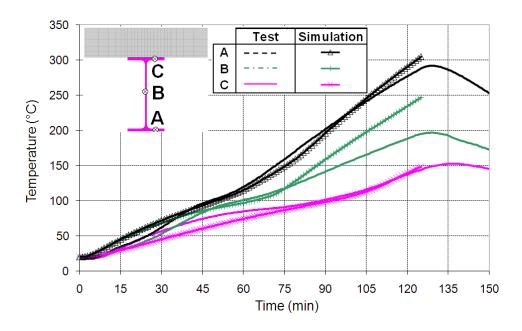
Abbildung 8.1 Details des numerischen Modells

#### 8.2.3 Auswertung der Wärmeverteilung

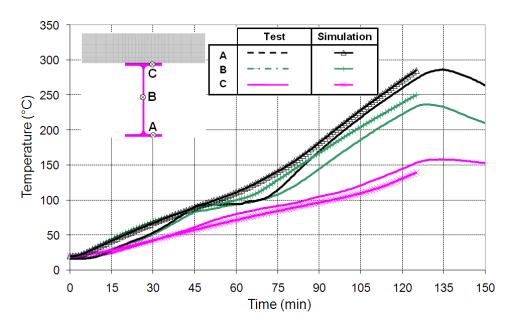
Zur Auswertung der Wärmeverteilung wurde die Erwärmung aller tragenden Teile durch 2D Modelle unter der Verwendung der typischen Querschnitte der einzelnen Bauteile vorhergesagt. Da das Ziel der Validierung des numerischen Modells hauptsächlich das Tragverhalten betrifft, wurden die thermischen Eigenschaften der Dämmungsmaterialien so verändert, dass die während des Brandversuches gemessene Erhitzung des geschützten Stahl erreicht wurde. Für Stahl- und Betonteile können die thermischen Eigenschaften EN 1994-1-2(20) entnommen werden. Gegenüberstellungen von errechneten Temperaturen und tatsächlich gemessenen Temperaturen sind in Abbildung 8.2 bis 8.5 für verschiedene Tragwerksteile dargestellt.



**Abbildung 8.2** Temperaturvergleich zwischen Versuch und numerischer Rechnung – Ungeschützte Träger



**Abbildung 8.3** Temperaturvergleich zwischen Versuch und numerischer Rechnung – Geschütze Nebenträger



**Abbildung 8.4** Temperaturvergleich zwischen Versuch und numerischer Rechnung – Geschütze Hauptträger

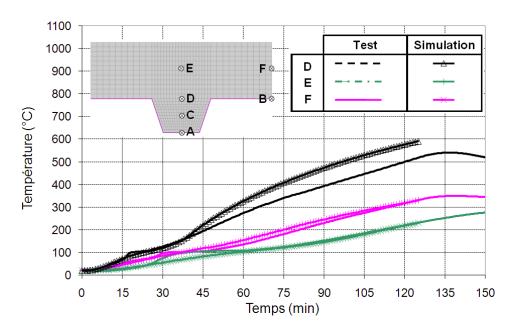


Abbildung 8.5 Temperaturvergleich zwischen Versuch und numerischer Rechnung – Betonplatte

## 8.2.4 Mechanisches Verhalten von Tragwerksteilen

Das Tragverhalten der Decke wurde auf Grundlage der Temperaturen aus dem Modell der Wärmeverteilung und des statischen Modells aus Abbildung 8.1 errechnet.

Aus diesem Modell ist ersichtlich, dass sich der mittlere Teil der Decke deutlich stärker erhitzt hat als die tragenden Teile am Rand. Das simulierte Tragwerksverhalten der Decke wird in Abbildung 8.7 dargestellt, welches die durch das numerische Modell vorhergesagte Verformung nach 120 Minuten und der Standard Temperatur-Zeit Kurve zeigt.

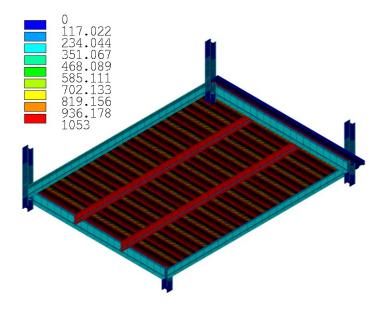


Abbildung 8.6 Globales statisches Modell mit Feldtemperaturen nach 120 Minuten ISO-Feuer

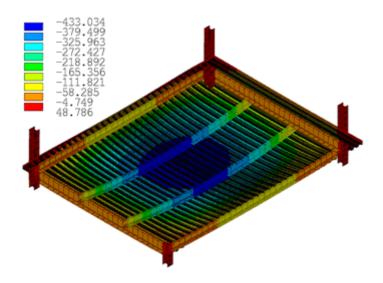


Abbildung 8.7 Simulierte Deformation der Decke

Eine Gegenüberstellung der durch das numerische Modell ermittelten vertikalen Verschiebung der Decke und der tatsächlich gemessenen Verschiebung wird in Abbildung 8.8 gezeigt. Der Gegenüberstellung lässt sich entnehmen, dass die Ergebnisse des numerischen Modells sehr nahe an denen des Experiments liegen. Erst nach etwa 50 Minuten entsteht eine kleine Diskrepanz zwischen den Ergebnissen des ungeschützten Trägers, welche zu einer Abweichung zwischen den gemessen und den errechneten Verschiebungen führt. Dieses Phänomen lässt sich auf die nachlassende Tragfähigkeit der Bewehrung zurückführen, was zu einer größeren Verformung der ungeschützten Träger geführt hat. Bis auf diese kleine Abweichung stimmen die Simulationsergebnisse mit den Versuchsergebnissen überein, so dass das numerische Modell als ausreichend validiert betrachtet wird.

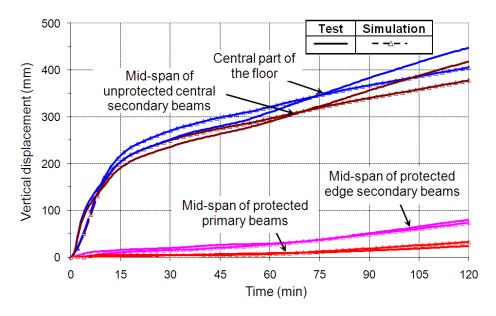


Abbildung 8.8 Vergleich der vorhergesagten und gemessenen Verformung der Decke

# 8.3 Validierung des numerischen SAFIR-Modells durch Brandversuche

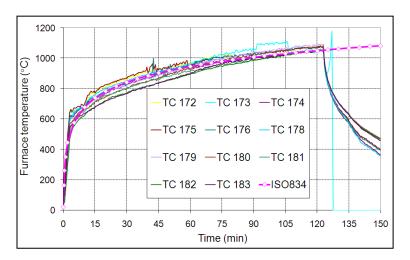
## 8.3.1 Allgemein

Um ein zutreffendes numerisches Modell des Brandverhaltens der Verbunddecken zu finden, mussten numerische Untersuchungen wie in Kapitel 7 beschrieben durchgeführt werden. Mithilfe des Softwarepakets SAFIR wurde das numerische Modell aus zwei Teilen zusammengesetzt, eines für die Auswertung der Wärmeverteilung, und eines für die statische Auswertung.

# 8.3.2 SAFIR im Vergleich zu FRACOF - Versuch

#### 8.3.2.1 Brandlast

Für den FRACOF-Versuch wurde die Decke ISO-Feuerbedingungen ausgesetzt, hierfür wurden feuerfeste Standard-Prüfinstrumente verwendet. Die an verschiedenen Stellen des Versuchsobjektes gemessenen Temperaturen zeigen, dass die ISO-Normbrandkurve genau eingehalten wurde (vgl. Abbildung 8.9).



**Abbildung 8.9** Vergleich zwischen den gemessenen Temperaturen im Raum und der ISO-834 Hitzekurve

### 8.3.2.2 Auswertung der Wärmeverteilung: Numerische Modelle und Ergebnisse

Die Software SAFIR wurde für die Auswertung der Temperaturverteilung der Stahlprofile und der Betonplatte verwendet. Um die Temperaturen in dem System zu berechnen, wurde eine ISO 834-Normbrandkurve an den Außenseiten der Betonplatte und den ungeschützten Stahlprofile aufgebracht. Auf die geschützten Träger wurden hingegen die tatsächlich gemessenen Temperaturen angewendet. Ziel war es, hierbei allen Unsicherheiten über die Isolationseigenschaften und möglichen ausführungstechnischen Fehler aus dem Weg zu gehen.

Unter Berücksichtigung der ungeschützten Träger wurde die Betonplatte auch auf die Wärmeabsorptionskapazität hin modelliert. Der Beton über dem oberen Flansch des Stahlprofils wird nur bei der Auswertung der Wärmeverteilung berücksichtigt, da er keinen mechanischen Widerstand liefert, dieser Beton wird separat durch die Schalenbauteile berücksichtigt. Der untere Flansch, der Steg und die untere Seite der Betondecke wurden dem ISO-Normbrand ausgesetzt, während die obere Seite der Betonplatte während der gesamten Berechnungen Kontakt zu 20 °C warmer Luft hatte (vgl. Abbildung 8.10).

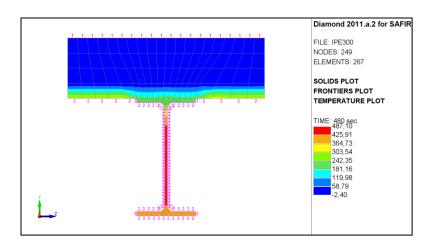
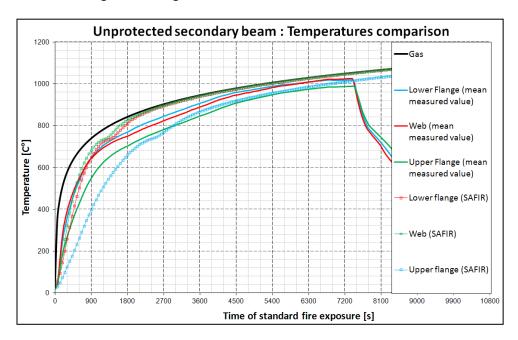


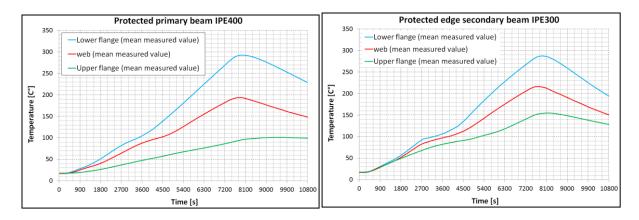
Abbildung 8.10 Temperatureinfluss des ungeschützten Nebenträgers

Die errechneten Ergebnisse werden in Abbildung 8.11 mit gemessenen Daten aus dem unteren Flansch, dem Steg und dem oberen Flansch der Profile verglichen. Die errechneten Temperaturen stimmen sehr gut mit den gemessenen überein.



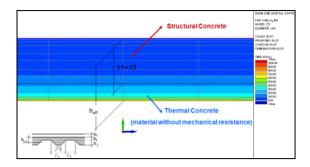
**Abbildung 8.11** Vergleich zwischen den errechneten und den gemessenen Temperaturen in den ungeschützten Nebenträgern

Abbildung 8.12 zeigt die gemessenen Temperaturen in dem unteren Flansch, dem Steg und in dem oberen Flansch der geschützten Profile.



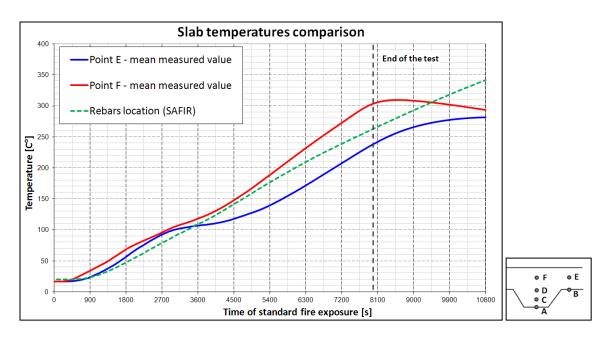
**Abbildung 8.12** Gemessene Temperaturen in den geschützten Trägern IPE 400 (links) und IPE 300 (rechts)

Für die Auswertung der Wärmeverteilung in der Betonplatte wurde das Modell der effektiven Dicke für die Betonplatte, wie im Eurocode EN 1994-1-2, verwendet. Die Rippen mit 58 mm und die überdeckende Betondecke mit 97 mm wurden ersetzt durch eine flache Platte mit einer effektiven Dicke von 120 mm (vgl. Abbildung 8.13). Die Unterseite der Betonplatte wurde dem Feuer ausgesetzt, während die Oberseite weiterhin Kontakt mit 20 °C warmer Luft hatte. Die zu berücksichtigende Höhe für mechanische Berechnungen ist die Betonhöhe über dem Stahl.



**Abbildung 8.13** Berechnung der effektiven Dicke für die Auswertung der Wärmeverteilung in der Betonplatte

In Abbildung 8.14a werden die berechneten Temperaturen mit der mittleren gemessenen Temperatur in der Platte über der Rippe verglichen. Punkt E und Punkt F korrespondieren zu dem Bewehrungsstahl (vgl. Abbildung 8.14b).



**Abbildung 8.14** a) Vergleich zwischen errechneten und gemessenen Temperaturen mit Platte in effektiver Dicke (links) b) Position der Sensoren in der Platte (rechts)

Die Temperaturen in der Bewehrung und in der Betonplatte wurden durch die numerischen Berechnungen mit dem Einheitsdicken-Modell sehr gut angenähert.

#### 8.3.2.3 Statische Berechnungen

Mit dem Programm SAFIR wurde ein Finite-Elemente-Modell geschaffen. Die Statik wurde mit Stabelementen (BEAM) und Schalenelementen (SHELL) modelliert. Die Eckträger sind auf den Stützen einfach gelagert (vgl. Abbildung 8.15). Die Platte ist, um die Durchlaufwirkung der Verbunddecke zu simulieren, an zwei Rändern eingespannt.

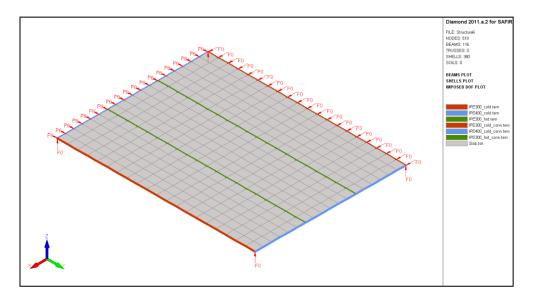
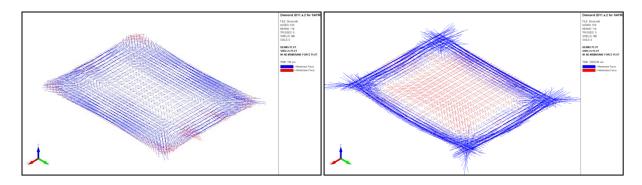


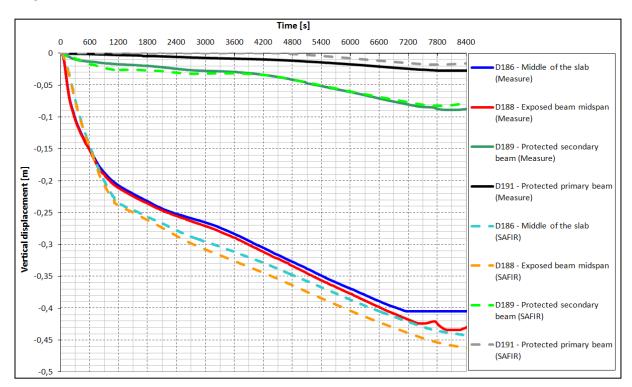
Abbildung 8.15 Statisches Modell

Der Abtrag der Last erfolgt bei Raumtemperatur durch Biegung, wohingegen sich während des Feuers die Membranwirkung einstellt. Die Membranwirkung bei Raumtemperatur und bei erhöhten Temperaturen wird in Abbildung 8.16 dargestellt.



**Abbildung 8.16** Vergleich zwischen Lastabtrag durch Biegung (links) und durch Zugkräfte (rechts) durch die Membranwirkung

In Abbildung 8.17 wird die gemessene Verschiebung mit der durch das FEM Modell errechneten verglichen.



**Abbildung 8.17** Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen der vertikalen Verschiebung

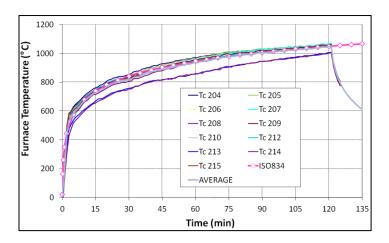
Es kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des FEM-Modells und dem realen Verhalten während des Brandversuchs festgestellt werden. Diese Ergebnisse validieren offensichtlich die getroffenen Vereinfachungen. So wurde die Steifigkeit der Stützen vernachlässigt und die gerippte Betonplatte wurde als äquivalente ebene Platte angenommen. Anzumerken ist, dass die Simulation mit experimentell ermittelten Materialeigenschaften durchgeführt wurde.

#### 8.3.3 SAFIR im Vergleich zu COSSFIRE-Versuch

#### 8.3.3.1 Brandlast

Für den Cossfire –Versuch wurde die Decke ISO-Feuerbedingungen ausgesetzt, hierfür wurden feuerfeste Standard-Prüfinstrumente verwendet. Die an verschiedenen Stellen des Versuchsobjektes

gemessenen Temperaturen zeigen, dass die ISO-Normbrandkurve genau eingehalten wurde (vgl. Abbildung 8.18).



**Abbildung 8.18** Vergleich zwischen den gemessenen Temperaturen im Raum und der ISO 834-Temperaturkurve

#### 8.3.3.2 Thermische Analysen: Numerische Modelle und Hauptresultate

Die Software SAFIR wurde für die Auswertung der Temperaturverteilung der Stahlprofile und der Betonplatte verwendet. Um die Temperaturen in dem System zu berechnen, wurde eine ISO 834-Normbrandkurve an den Außenseiten der Betonplatte und der ungeschützten Stahlprofile aufgebracht. Auf die geschützten Träger wurden hingegen die tatsächlich gemessenen Temperaturen aufgebracht. Ziel war es hierbei, allen Unsicherheiten bezüglich der Isolationseigenschaften und möglichen Ausführungsfehlern aus dem Weg zu gehen.

Unter Berücksichtigung der ungeschützten Träger wurde die Betonplatte auch hinsichtlich der Wärmeabsorptionskapazität modelliert. Der Beton über dem oberen Flansch des Stahlprofils wird nur bei der Auswertung der Wärmeverteilung berücksichtigt, da er keinen mechanischen Widerstand liefert, dieser Beton wird separat durch die Schalenelemente berücksichtigt. Der untere Flansch, der Steg und die untere Seite der Betondecke wurden der ISO-Hitze ausgesetzt, während die obere Seite der Betonplatte während der gesamten Berechnungen Kontakt zu 20 °C warmer Luft hatte (vgl. Abbildung 8.19).

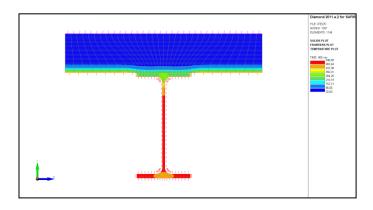
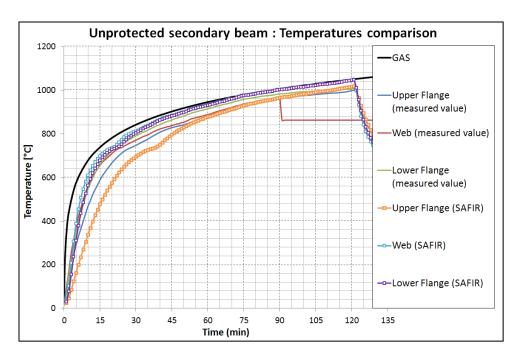


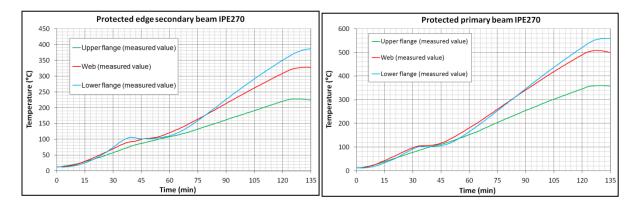
Abbildung 8.19 Temperatureinfluss des ungeschützten Nebenträgers

Die errechneten Ergebnisse werden in Abbildung 8.20 mit gemessenen Daten für den unteren Flansch, den Steg und den oberen Flansch der Profile verglichen.



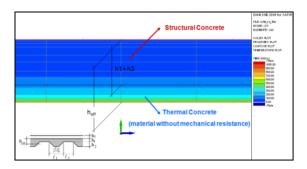
**Abbildung 8.20** Vergleich zwischen den errechneten und den gemessenen Ergebnissen in den ungeschützten Nebenträgern

Abbildung 8.21 zeigt die gemessenen Temperaturen im unteren Flansch, im Steg und im oberen Flansch der geschützten Profile.



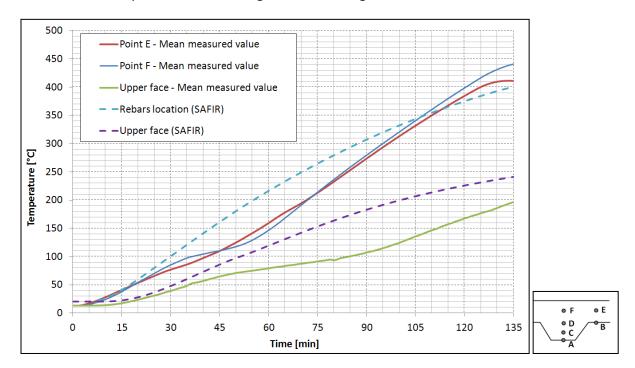
**Abbildung 8.21** Gemessene Temperaturen im geschützten Nebenträger IPE 4270 (links) und Hauptträger IPE 270 (rechts)

Für die Auswertung der Temperaturverteilung in der Betonplatte wurde das Modell der effektiven Dicke für die Betonplatte, wie im Eurocode EN 1994-1-2, verwendet. Die Rippen mit 58 mm und die überdeckende Betondecke mit 77 mm wurden ersetzt durch eine flache Platte mit einer effektiven Dicke von 100 mm (vgl. Abbildung 8.22). Die Unterseite der Betonplatte wurde dem Feuer ausgesetzt, während die Oberseite weiterhin Kontakt mit 20 °C warmer Luft hatte. Die zu betrachtende Höhe für mechanische Berechnungen ist die Betonhöhe über dem Stahlprofilblech.



**Abbildung 8.22** Berechnung der effektiven Dicke für die Auswertung der Wärmeverteilung in der Betonplatte

In Abbildung 8.23a werden die errechneten Temperaturen mit der gemessenen Temperatur in der Platte über den Rippen verglichen. Für die drei Messpunkte (Punkt E, F, und die Oberseite der Betonplatte, vgl. Abbildung 8.23b) werden jeweils die mittleren Temperaturen verwendet. Punkt E und Punkt F korrespondieren mit der Lage des Bewehrungsstahls.



**Abbildung 8.23** a) Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Temperaturen mit Platte in effektiver Dicke (links) b) Position der Sensoren in der Platte (rechts)

Die gemessenen Temperaturen passen sehr gut zu den berechneten, nur an der Oberseite der Platte sind die berechneten Temperaturen etwas zu hoch. Da die Punkte F und E an der Bewehrung liegen, wurden die Temperaturen in der Stahlbewehrung durch die numerische Berechnung mit dem Effektiven-Dicke-Modell richtig angenähert.

#### 8.3.3.3 Statische Berechnungen

Mit dem Programm SAFIR wurde ein Finite-Elemente-Modell geschaffen. Das statische System wurde aus Stabelementen (BEAM) und Schalenelementen (SHELL) modelliert. Die Eckträger sind auf den Stützen einfach gelagert, wie in Abbildung 8.24 ersichtlich. Sowohl die Platte als auch die Träger sind nicht eingespannt.

Die Abtragung der Last erfolgt bei Raumtemperatur durch Biegung, wohingegen sich während des Feuers die Membranwirkung einstellt. Die Membranwirkung bei Raumtemperatur und bei erhöhten Temperaturen wird in Abbildung 8.25 dargestellt.

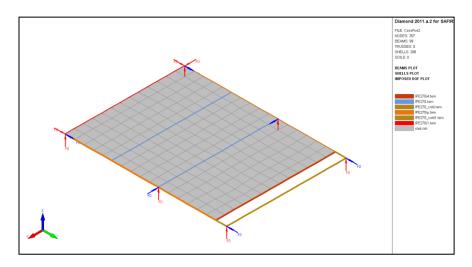
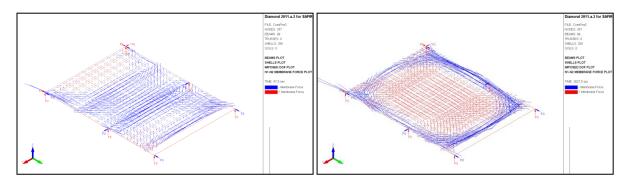


Abbildung 8.24 Statisches Modell



**Abbildung 8.25** Vergleich zwischen Lastabtragung durch Biegung (links) und durch Zugkräfte (rechts) durch die Membranwirkung

In Abbildung 8.27 wird die gemessene Verformung mit der durch das FEM-Modell berechneten Verformung an verschiedenen Positionen in der Decke (vgl. Abbildung 8.26) verglichen.

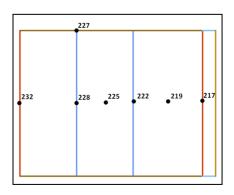
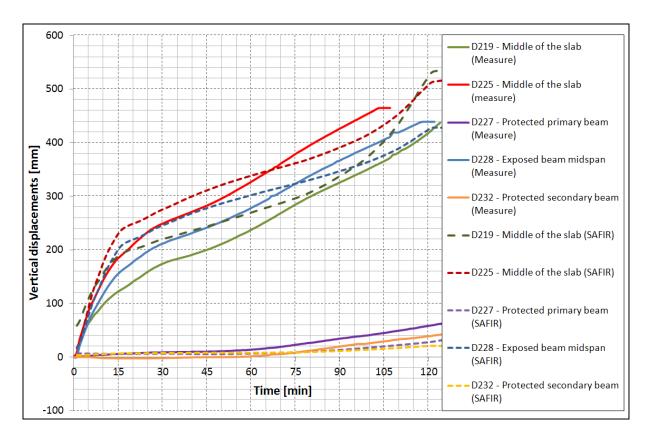


Abbildung 8.26 Position der Messfühler und der berechneten Verschiebung



**Abbildung 8.27** Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen der vertikalen Verformung

Es kann ein enger Zusammenhang zwischen den Ergebnissen des FEM-Modells und dem realen Verhalten während des Brandversuchs festgestellt werden. Diese Ergebnisse validieren offensichtlich die getroffenen Vereinfachungen. So wurde etwa die Steifigkeit der Stützen vernachlässigt und die gerippte Betonplatte wurde als äquivalente ebene Platte angenommen. Es ist anzumerken, dass die Simulation mit gemessenen Materialeigenschaften durchgeführt wurde.

## 8.3.4 SAFIR im Vergleich zu FICEB-Versuch

#### **8.3.4.1 Brandlast**

Bei den Ulster-Versuchen wurden alle Temperaturberechnungen auf Grundlage der gemessenen Temperaturen für die Mitte des Raums durchgeführt (vgl. Abbildung 8.28). Dies wurde deshalb so praktiziert, damit das Programm SAFIR das Verhalten der Decke auf Grundlage der realen Temperaturkurve im Raum simulieren kann.

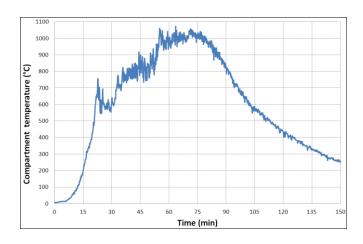


Abbildung 8.28 Gemessene Temperaturkurve in der Mitte des Raums

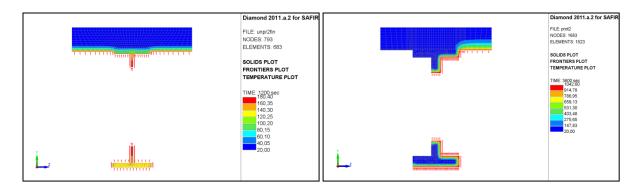
#### 8.3.4.2 Auswertung der Temperatur: Numerische Modelle und Hauptergebnisse

Die Temperatur der Stahlprofile und der Deckenplatte wurde mithilfe des Programms SAFIR ausgewertet. Alle Stahlprofile sind Lochstegträger. Da der hinsichtlich der Temperatur ausgewertete Bereich danach als Teil eines Trägers in die spätere Finite-Elemente-Berechnung eingeht, wurde ein Bereich ausgewählt, bei dem der Großteil des Querschnitts wegen der Löcher des Lochstegträgers fehlt (vgl. Abbildung 8.29a). Tatsächlich können die Längsspannungen eines Trägers nicht über die Stege zwischen zwei Öffnungen im Träger abgetragen werden.

Zu diesen Modellen für die Stahlprofile wurde die Betonplatte hinzu modelliert, wobei auf deren Eigenschaft, Wärme zu absorbieren, besonderes Augenmerk gelegt wurde. Der Beton oberhalb des oberen Flansches des Stahlprofils wird nur für die Auswertung der Temperaturverteilung betrachtet, er besitzt keinen mechanischen Widerstand (dieser wird separat durch die Verwendung von Schalenelementen modelliert). Während die Stahlprofile und die Unterseite des Betons der in der Mitte des Raums gemessenen Temperatur des Feuers ausgesetzt wurden, blieb die Oberseite der Betonplatte die gesamte Zeit in Kontakt mit 20 °C warmer Luft.

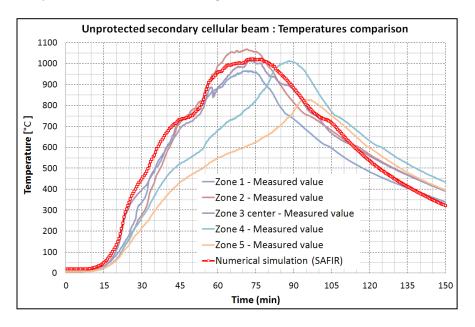
Die in diesem ungeschützten Bereich erreichten Temperaturen sind viel höher als die kritische Temperatur für solche Lochstegträger. Ab etwa 600 °C konnten bei der Berechnung des Trägers mithilfe von Schalenelementen Instabilitäten beobachtet werden (meist Beulen des Stegs oder Biegedrillknicken). Daher musste das statische Modell des ungeschützten Bereichs auch berücksichtigen, dass das Verhalten sehr stark vom Beulen beeinflusst wird.

Eine effiziente Methode auf dieses Verhalten einzugehen und im statischen Modell trotzdem weiterhin mit Trägerelementen rechnen zu können ist, die Simulation mit einem modifizierten Stahl im unteren Flansch durchzuführen. Dieser besitzt unter 500 °C die gleichen mechanischen Eigenschaften wie ein Stahl nach EN 1993-1-2, verliert diese aber irreversibel zwischen 500 °C und 600 °C. Dies berücksichtigt das Phänomen der Instabilität.



**Abbildung 8.29** Brandbeanspruchung: a) eines ungeschützten Nebenträgers mit dem Hybridmodell (rechts) b)eines geschützten Trägers (links)

Die für den ungeschützten Nebenträger berechneten Temperaturen werden in Abbildung 8.30 mit den in verschiedenen Punkten gemessenen Temperaturen verglichen. Der Vergleich zeigt niedrigere Temperaturen im Bereich der Trägerenden während des Versuchs.



**Abbildung 8.30** Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Temperaturen im ungeschützten Nebenträger

Um die geschützten Teile zu berücksichtigen wurde das Isolationsmaterial, welches nur für die Berechnung der Temperaturverteilung in Ansatz gebracht wurde, in das Finite-Elemente-Modell miteinbezogen. Die geschützten Teile des Trägers sind dem Feuer von einer Seite und von unten ausgesetzt, die andere Seite des Trägers liegt direkt vor einer Wand, welche eine adiabatische Grenze darstellt (vgl. Abbildung 8.29b). Die Temperaturen in den geschützten Teilen des Trägers blieben unter der kritischen Temperatur für Lochstegträger. Damit konnte während der gesamten Berechnung der Standard-Stahl mit den im Eurocode EN 1994-1-2 definierten mechanischen Eigenschaften verwendet werden. Die über dem Träger befindliche Verbunddecke mit 51 mm hohen Rippen und einer Stärke des Aufbetons von 69 mm wurde ersetzt durch eine ebene Platte mit einer effektiven Dicke von 110 mm (vgl. Abbildung 8.31). Die effektive Dicke der Platte wurde auf die zu erwartende Wärmeabsorptionskapazität bezogen. Die Platte wurde an ihrer Unterseite dem Feuer

ausgesetzt, während die Oberseite in Kontakt mit 20 °C warmer Luft blieb. Die bei mechanischen Berechnungen anzusetzende Dicke entspricht der Betondicke über der Stahllage.

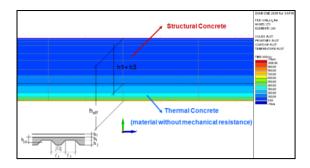
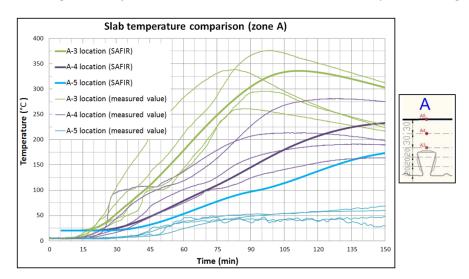


Abbildung 8.31 Berechnung der effektiven Dicke der Platte für die Temperaturberechnung

In Abbildung 8.32a werden die errechneten Temperaturen mit den gemessenen verglichen. Gemessen wurde an drei Stellen über den Rippen (A-3, A-4 und A-4, siehe Abbildung 8.32b), diese Stellen gibt es für jeweils vier Messstellen. Die Stelle A-4 entspricht der Lage der Bewehrung.



**Abbildung 8.32** Wärmetransport in den Zonen A1, A2, A3 und A4 auf den Höhen A-3, A-4 und A-5, Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Werten mit dem Modell der effektiven Dicke der Platte

#### 8.3.4.3 Statische Berechnungen

Mithilfe der SAFIR-Software wurde ein Finite-Element-Modell entworfen. Modelliert wurde das System durch BEAM-Elemente für die Träger und SHELL-Elemente für die Platte. Die Eckträger sind wie in Abbildung 8.33 ersichtlich auf den Stützen gelenkig gelagert. Sowohl die Platte als auch die Träger sind horizontal nicht eingespannt.

Bei Raumtemperatur weist das Tragwerk reine Biegeverformungen auf, während sich unter Brandlast eine Membrantragwirkung einstellt. Die Membrankräfte bei Raumtemperatur und bei hohen Temperaturen sind in Abbildung 8.34 ersichtlich.

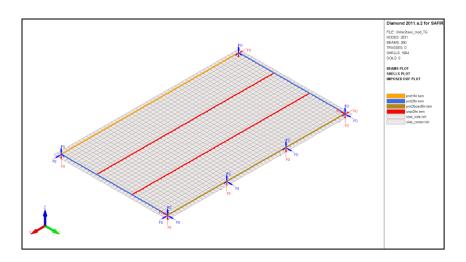
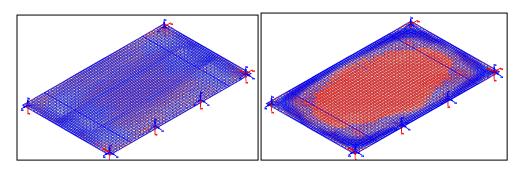


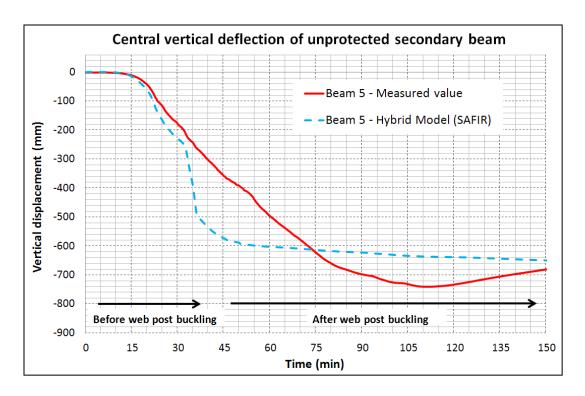
Abbildung 8.33 Modell zur statischen Berechnung



**Abbildung 8.34** Vergleich zwischen Biegeverformung (links) und Membrantragwirkung (rechts): Membrankräfte in der Platte

Da es mit dem BEAM-Element nicht möglich ist, die Instabilitäten aus dem Beulen des Stegs zu berücksichtigen, mussten spezielle Materialien für den unteren Flansch des ungeschützten Trägers verwendet werden, um das Verhalten zu modellieren. Die Verwendung dieses modifizierten Stahls (STEELEC3\_WPB) ermöglichte es, das gesamte statische Tragverhalten während des Versuchs mit nur einer einzigen numerischen Rechnung zu überprüfen.

Die in der Mitte des ungeschützten Trägers gemessenen und die mit dem FEM-Modell berechneten Verformungen werden in Abbildung 8.35 verglichen.



**Abbildung 8.35** Vergleich zwischen den gemessenen und den mit dem Hybridmodell berechneten vertikalen Verformungen in der Mitte des ungeschützten Trägers.

Nach etwa 30 Minuten übersteigt die Temperatur im unteren Flansch des ungeschützten Trägers 500 °C. Nach Überschreiten dieser Temperatur verliert gemäß der statischen Berechnung mit dem Hybridmodell der modifizierte Stahl des unteren Flansches sehr schnell seine Festigkeit und der E-Modul nimmt ab, so dass die Verformungen stark zunehmen. Bei anhaltend hohen Temperaturen nach dem Beulen des Stegs nähert das Hybridmodell das reale Verhalten der Platte sehr gut an. Die Platte kann ihre Steifigkeit aber nicht wieder zurückerlangen, weshalb die Verformung bis zum Ende maßgebend bleibt.

Es konnte ein enger Zusammenhang zwischen dem FEM-Modell und dem tatsächlichen Verhalten beobachtet werden. Dies bestätigt, dass die eingeführten Vereinfachungen, wie etwa die Art der Modellierung der Instabilität der ungeschützten Träger, die Vernachlässigung der Biegesteifigkeit der Stützen oder die Verwendung einer äquivalenten, ebenen Platte statt der gerippten Deckenplatte, gerechtfertigt sind. Ergänzend sei angemerkt, dass die Simulation des statischen Verhaltens mit nominalen Werkstoffeigenschaften durchgeführt wurde.

Mit Hilfe des SAFIR-Modells war es mit ausreichender Genauigkeit möglich, das komplexe Verhalten der Lochstegträger im Membrantragfall vorherzusagen. Die Verwendung eines modifizierten Stahls für den unteren Flansch des ungeschützten Lochstegträgers ist zwar eine Vereinfachung, dennoch aber eine sehr effiziente Methode, um das Phänomen der Instabilität in einem solch komplexen Modell, in welchem BEAM-Elemente für die Träger verwendet werden sollten, einzuführen. Ebenso wäre es möglich, die Lochstegträger detailliert mit SHELL-Elementen zu erstellen, ein solches Modell wäre aber für die praktische Anwendung zu aufwendig.

# 8.4 Numerische Parameterstudie unter Verwendung der Standard-Temperaturkurve

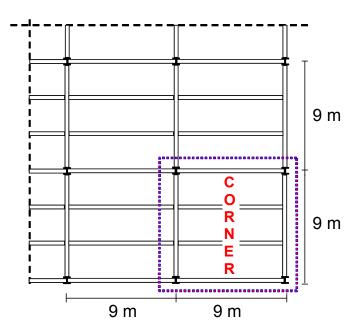
#### 8.4.1 Eingangswerte für die Parameterstudie

Um das Konstruktionsmodell in seinem vollen Anwendungsgebiet zu untersuchen, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Für eine alle Einflussfaktoren umfassende Parameterstudie wäre jedoch eine große Anzahl an numerischen Simulationen notwendig gewesen, welche hohe Kosten in der Berechnung verursacht hätten. Daher wurde der Umfang der Parameterstudie auf folgende Einflussfaktoren begrenzt:

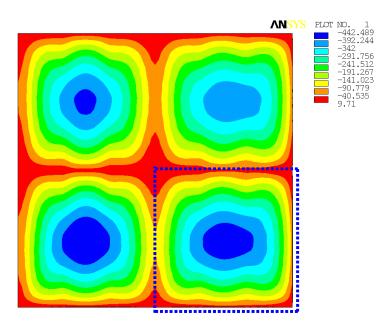
- Rastermaß der Decke
- Ausnutzungsgrad
- Branddauer

Vorsorglich wird darauf hingewiesen, dass diese Parameterstudie nur Aussagen über das Verhalten der Stahl-Beton-Verbunddecke, welche der Standard Temperaturkurve (ISO-Normbrandkurve) ausgesetzt wird, trifft.

Die einleitende Berechnung wurde für eine 18 x 18 m große Verbunddecke durchgeführt, welche aus zwei Feldern mit 9 m Spannweite in jeder Richtung bestand (vgl. Abbildung 8.36 a). Das Hauptziel dieser vorbereitenden Berechnung war die Festlegung realistischer Anwendungsgrenzen. Dies betrifft im Besonderen die Einspannbedingungen der Platte, falls das Modell in der Parameterstudie auf nur ein Feld begrenzt wird. Wie in Abbildung 8.36b ersichtlich ist, wird die größte Verformung in dem Deckenfeld mit zwei freien Rändern erwartet (die anderen drei Deckenfelder besitzen keinen oder nur einen freien Rand). Als Konsequenz daraus wurden, um die Stetigkeit der Platte zu simulieren, alle numerischen Simulationen in der Parameterstudie mit den Einspannbedingungen einer Eckplatte mit zwei seitlich eingespannten Ecken durchgeführt.



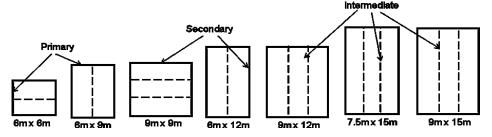
a) Bauraster eines realen Gebäudes



#### b) ANSYS-Modell

Abbildung 8.36 Numerische Berechnung der vier Deckenfelder

Untersucht wurden sieben verschiedene Feldgrößen: 6 x 6 m, 6 x 9 m, 6 x 12 m, 9 x 9 m, 9 x 12 m, 9 x 15 m und 7,5 x 15 m (vgl. Abbildung 8.37). In allen Fällen wurde eine Kontinuität der Platten an zwei Ecken simuliert. Die Randträger wurden in jedem Fall als geschützt angesehen, die Nebenträger als ungeschützt.



**Abbildung 8.37** Untersuchte Deckensysteme

In der Studie wurden drei verschiedene Lastniveaus berücksichtigt (vgl. Tabelle 8.1). Diese Lastniveaus entsprechen den im französischen Bausektor überwiegend verwendeten Lastansätzen. Auch wenn verschiedene Lasten verwendet wurden, hat das keinen Einfluss auf das Modell, die aufgebrachte Last ist lediglich ein vom Konstrukteur gewählter Eingabewert. Die Parameterstudie wurde nur für Fall 1 und Fall 3 numerisch durchgeführt, für Fall 2 wurde angenommen, dass die Ergebnisse als gemittelter Wert aus Fall 1 und 3 bestimmbar sind.

Tabelle 8.1 Wert der dauerhaften und der variablen Lasten

Fall	Ständige Last G	Variable Last Q
1	Eigengewicht + 1,25 kN/m²	2,5 kN/m²

2	Eigengewicht + 1,25 kN/m²	3,5 kN/m²	
3	Eigengewicht + 1,25 kN/m²	5,0 kN/m²	

Untersucht wurden 4 verschiedene gängige Brandzeiten: 30, 60, 90 und 120 Minuten. Die Dicke der verwendeten Stahlbetonverbunddecken wurde individuell auf die notwendige Isolierung für die Brandzeit abgestimmt. Auf Grundlage eines 60 mm dicken Stahltrapezblechs ergab dies Stahlbetonverbunddecken mit 120 mm, 130 mm, 140 mm und 150 mm Dicke. Die Geometrie des Trapezblechs basiert auf dem Produkt "COFRAPLUS 60", welches das meistverwendete auf dem französischen Bausektor ist. Im Vergleich zu anderen Profilen hat dieses relativ schmale Rippen, was zu einem schwieriger zu berücksichtigenden Temperaturprofil und einem niedrigeren mechanischen Widerstand führt. Aus diesem Grund kann das Modell auch bei anderen Typen von Trapezblechen angewendet werden, auch wenn die Berechnungen dann eher konservativ wären.

Aus der Kombination aller gegebenen Parameter ergibt sich ein Gesamtumfang von 112 numerischen Simulationen.

Vor Berechnung des Brandverhaltens der verschiedenen Geschossraster wurden vorläufige Bemessungen mithilfe von EN 1994-1-1(<sup>30</sup>) durchgeführt, um die Größe der tragenden Elemente der Betonverbunddecke festzulegen. Im Rahmen dieser Bemessungen wurde angenommen, dass alle Stahlträger durch Kopfbolzendübel mit der Verbunddecke verbunden sind. Als Material wurden Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 30 MPa, Bewehrungsstahl B500 sowie für die Stahlträger Baustahl der Festigkeitsklasse S235 angenommen.

Eine wichtige Einflussgröße hinsichtlich des Brandverhaltens der Verbunddecke im Modell ist die Bewehrung, welche in der Verbunddecke liegt. Da durch die Parameterstudie das Modell bestätigt werden sollte, wurde der Durchmesser des Bewehrungsmatten direkt aus dem Modell bezogen. Zusätzlich wurde der Achsabstand (d.h. der Abstand zwischen der Achse der Längsbewehrung und der dem Feuer nicht ausgesetzten Seite der Betonplatte) in allen Fällen mit 45 mm angenommen.

Auch die Erwärmung der brandgeschützten Randträger und der Stützen hat einen Einfluss auf das Brandverhalten der Deckenplatte. In der Parameterstudie wurde daher der Feuerschutz so eingestellt, dass nach der erwarteten Branddauer die Temperatur in den geschützten Tragwerksteilen in einer Größenordnung von 550 °C lag. Wenn jedoch diese Temperatur schon vor der erwarteten Zeit auftrat, wurde die Temperatur weiterhin bei 550 °C gehalten.

Detaillierte Angaben zu den verwendeten Stahlträgern und zum verwendeten Raster für jeden der Fälle sind in den Tabellen 2.2 bis 2.5 zusammengestellt. Die Tabellen beinhalten auch den Verdübelungsgrad der Verbundträger und die Stahlgüte, falls diese von S235 abweicht. B1, B2, S und DC bedeutet in dieser Reihenfolge: Hauptträger, Nebenträger, Querschnittsfläche der Bewehrung in mm²/m und Verdübelungsgrad der Verbundträger. Länge 1 gibt die Länge der Nebenträger an, Länge 2 die der Hauptträger. Für jeden Fall wurden zwei Simulationen durchgeführt, eine mit einer mechanischen Verbindung zwischen der Decke und den Stützen (z.B. durch zusätzliche Bewehrungsstähle) und die andere ohne diese Verbindung.

Tabelle 8.2 Parameter für Decken mit 30 Minuten Feuerwiderstand

R 30 Höhe =	120 mm	Länç	ge1 [m]						
Länge 2 [m]	Last [kN/m²]	6		9		12		15	
		B1	IPE300 DC: 0,9	B1	IPE360 DC: 1,0	B1	IPE450 DC: 1,0		
	2,5+ 1,25	B2	IPE240 DC: 0,8	B2	IPE360 DC: 0,7	B2	IPE450 DC: 0,7	_	
6		S	84	S	99	S	142		
		B1	IPE360 DC: 0,9	В1	IPE450 DC: 1,0	B1	IPE500 DC: 1,0		
	5,0+ 1,25	B2	IPE270 DC: 0,7	B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,6		
		S	99	S	142	S	142		
								B1	IPE600 DC: 1,0
	2,5+ 1,25							B2	IPE550 DC: 0,7
								S	142
7,5									IPE600
								B1	-S355
	5,0+ 1,25								DC: 1,0
	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,							B2	IPE600 DC: 0,7
								S	142
				B1	IPE550 DC: 0,6	B1	IPE600 DC: 0,8	B1	IPE600 DC: 1,0
	2,5+ 1,25			B2	IPE360 DC: 0,7	B2	IPE450 DC: 0,7	B2	IPE500 DC: 0,7
				S	99	S	142	S	142
9					IPE550		IPE600		IPE600
				B1	-S355	B1	-S355	B1	-S355
	5,0+ 1,25				DC: 0,6		DC: 0,8		DC: 1,0
	2,0 - 1,20			B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600
					DC: 0,6		DC: 0,6		DC: 0,7
				S	142	S	142	S	142

Tabelle 8.3 Parameter für Decken mit 60 Minuten Feuerwiderstand

R 60 Höhe =	130 mm	Länç	ge1 [m]						
Länge 2 [m]	Last [kN/m²]	6		9		12		15	
		B1	IPE300 DC: 0,8	B1	IPE360 DC: 0,9	B1	IPE450 DC: 1,0		
	2,5+ 1,25	B2	IPE240 DC: 0,8	B2	IPE360 DC: 0,8	B2	IPE450 DC: 0,7		
6		S	115	S	193	S	284		
0		B1	IPE360 DC: 0,8	B1	IPE450 DC: 0,9	B1	IPE500 DC: 1,0		
	5,0+ 1,25	B2	IPE270 DC: 0,7	B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,5		
		S	151	S	227	S	347		
								B1	IPE600 DC: 1,0
	2,5+ 1,25							B2	IPE550 DC: 0,7
								S	347
7,5									IPE600-
,								B1	S355
	5,0+ 1,25								DC: 1,0
	5,0+ 1,25							B2	IPE600
									DC: 0,6
					T .=====		T .===	S	433
				B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600
	2,5+ 1,25				DC: 0,5 IPE360		DC: 0,7 IPE450		DC: 0,9 IPE550
	2,3: 1,25			B2	DC: 0,8	B2	DC: 0,7	B2	DC: 0,7
				S	166	S	245	S	311
9					IPE550		IPE600		IPE750
				B1	-S355	B1	-S355	B1	x 173
	5,0+ 1,25				DC: 0,5		DC: 0,7		DC: 0,9
	0,0.1,20			B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600
					DC: 0,6		DC: 0,5		DC: 0,6
				S	210	S	297	S	393

Tabelle 8.4 Parameter für Decken mit 90 Minuten Feuerwiderstand

R 90 Höhe =	140 mm	Län	ge1 [m]							
Länge 2 [m]	Last [kN/m²]	6		9	9			15		
		В1	IPE300 DC: 0,7	B1	IPE360 DC: 1,0	B1	IPE450 DC: 1,0			
	2,5+ 1,25	B2	IPE240 DC: 0,7	B2	IPE360 DC: 0,8	B2	IPE450 DC: 0,7			
6		S	119	S	187	S	291			
· ·		B1	IPE360 DC: 0,7	B1	IPE450 DC: 1,0	B1	IPE500 DC: 1,0			
	5,0+ 1,25	B2	IPE270 DC: 0,7	B2	IPE400 DC: 0,6	B2	IPE500 DC: 0,6	-		
		S	146	S	233	S	355			
								B1	IPE600 DC: 0,9	
	2,5+ 1,25							B2	IPE550 DC: 0,7	
								S	393	
7,5								B1	IPE600 -S355	
	5,0+ 1,25								DC: 0,9	
	0,0: 1,20							B2	IPE600 DC: 0,6	
								S	473	
				D4	IPE550	D4	IPE600	D4	IPE600	
				B1	DC: 0,5	B1	DC: 0,6	B1	-S355 DC: 0,7	
	2,5+ 1,25				IPE360		IPE450		IPE550	
				B2	DC: 0,8	B2	DC: 0,7	B2	DC: 0,7	
9				S	177	S	252	S	340	
9					IPE550-		IPE600		IPE750	
				B1	S355	B1	-S355	B1	x 173	
	5,0+ 1,25				DC: 0,5		DC: 0,6		DC: 0,7	
	5,0+ 1,25	5,0+ 1,25	3,0+ 1,23			B2	IPE400	B2	IPE500	B2
				S	DC: 0,6 215	S	DC: 0,6	S	DC: 0,6 433	
				J	210	J	1311	S	433	

Tabelle 8.5 Parameter für Decken mit 120 Minuten Feuerwiderstand

R 120 Höhe =	140 mm	Länge1 [m]			
Länge 2 [m]	Last [kN/m²]	6	9	12	15
	2,5+ 1,25	B1 IPE300 DC: 0,6 IPE240 DC: 0,7	B1   IPE360   DC: 1,0   IPE360   DC: 0,8	B1   IPE450   DC: 1,0   IPE450   DC: 0,7	
6	5,0+ 1,25	S 132 B1 IPE360 DC: 0,6 B2 IPE270 DC: 0,7 S 161	S 204 B1 IPE450 DC: 1,0 B2 IPE400 DC: 0,6 S 252	S 318 IPE500 DC: 1,0 B2 IPE500 DC: 0,6 S 393	
	2,5+ 1,25		5   202		B1   IPE600   DC: 0,8   IPE550   DC: 0,7   S   417
7,5	5,0+ 1,25				B1
	2,5+ 1,25		B1 IPE550 DC: 0,4 B2 IPE360 DC: 0,8 S 193	B1	B1
9	5,0+ 1,25		B1	B1 -S355 DC: 0,6 B2   IPE500 DC: 0,6 S 340	B1

#### 8.4.2 Eingangswerte der Parameterstudie

Die Ergebnisse der Parameterstudie wurden verwendet, um zwei Werte näher zu untersuchen, die für die Anwendung des Modells in der Praxis von Bedeutung sind:

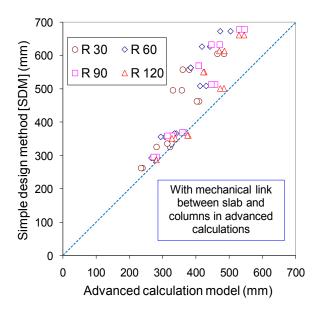
- maximale vertikale Verformung der Geschossdecke
- maximale mechanische Dehnung der Bewehrung

# 8.4.2.1 Maximale vertikale Verformung der Geschossdecke

Wie bei dem Modell der einfachen Bemessungsmethode (Kapitel 5) schon beschrieben und während der Brandversuche (Kapitel 3) auch demonstriert wurde, treten vor dem strukturellen Versagen einer Geschossdecke große Verformungen auf. Da das Tragverhalten der Platte auf der Entstehung von Membranzugkräften basiert, sind diese großen Verformungen auch notwendig, um die Mechanismen zu aktivieren. Jedoch können große Verformungen auch zu einem Verlust des Tragverhaltens führen, wenn der Beton reißt, die Zugkräfte in der Bewehrung zu groß werden, oder sich die Lasteinwirkung

durch eine zu große Neigung der Platte ändert. Des Weiteren gibt es Bedenken von Seiten der Genehmigungsbehörden gegenüber Bemessungsmodellen, welche weitaus größere Verformungen zulassen als sie bei herkömmlichen Brandversuchen auftreten, auch wenn diese nicht Teil der Bemessungsmethode dieser Publikation sind. Ein weiterer Aspekt ist, dass das einfache Bemessungsmodell davon ausgeht, dass die Träger am Rand der Decke biegesteif bleiben, was natürlich in der Realität mit dem Einwirken von Hitze nicht mehr der Fall ist. Aus diesem Grund legt die Parameterstudie ein besonderes Augenmerk auf die Verformungen.

In der einfachen Bemessungsmethode wurde eine maximal tolerierbare Verformung angenommen (vgl. Abschnitt 6.2.1), um die maximal aufnehmbare Last zu ermitteln. Aus diesem Grund wird nun in einem ersten Schritt überprüft, ob diese maximalen Verformungen mit denen durch die erweiterte Berechnungsmethode ermittelten korrespondieren. Der Vergleich zwischen den analytisch berechneten Verformungen und den bei Berechnung mit dem einfachen Bemessungsmodell zulässigen Verformungen, wird in den Abbildungen 8.38 (mit mechanischer Verbindung zwischen Platte und Stütze) und 8.39 (ohne mechanische Verbindung zwischen Platte und Stütze) dargestellt. Da das einfache Bemessungsmodell im Gegensatz zu der erweiterten Berechnungsmethode die umgebenden Träger als vertikal unverschieblich gelagert betrachtet, wurde der Vergleich mit der vollständigen Verformung abzüglich der Verformung der peripheren Träger angestellt.



**Abbildung 8.38** Vergleich der Verschiebungen, vorhergesagt durch die erweiterte Berechnungsmethode und denen durch das einfache Bemessungsmodell mit mechanischer Verbindung zwischen Platte und Stütze erlaubten.

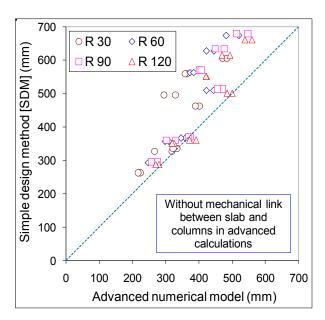
Es wird deutlich, dass die durch das einfache Bemessungsmodell definierte maximale Verformung durchwegs größer ist als die numerisch ermittelte Verformung. Der Unterschied erhöht sich augenscheinlich mit der Größe der verwendeten Deckenplatten. Physikalisch erklären lässt sich dieser Effekt über die im einfachen Bemessungsmodell angenommenen geringeren Lagerkapazitäten der Geschossdecken im Vergleich zum erweiterten Berechnungsmodell. Auch wegen dieses Gesichtspunkts kann die einfache Bemessungsmethode als konservativ erachtet werden.

Für gewöhnlich wird als Zustand des Versagens von einfachen Tragwerksteilen unter der Einwirkung von ISO-Feuer in einigen nationalen Brandschutzauflagen eine Verformung aufgrund von Biegebeanspruchung von mehr als 1/30 der Spannweite der Decke angenommen (9). Im besonderen

Fall von Verbunddecken, einschließlich der Hauptträger, Nebenträger und Platten, kann angenommen werden, dass die Gesamtverschiebung der Geschossdecke die Summe aus der erlaubten Verformung jedes einzelnen Tragwerksteils ist, (vgl. Abbildung 8.40), statt wie sonst jedes Tragwerksteil einzeln zu betrachten. Dies ist möglich, da die Tragwerksteile gemeinsam wirken.

Konsequenterweise muss die Grenze der Verformung bei mindestens (Länge1+Länge2)/30 liegen, wobei Länge1 die Länge der Nebenträger ist, und Länge2 die der Hauptträger.

Bei Anwendung dieses Kriteriums ist es dann wichtig, die Feuerwiderstandsklasse der Decke zu überprüfen. Ein Vergleich hierzu ist in Abbildung 8.41 wiedergegeben. Hier wird das Verhältnis dargestellt zwischen der mit dem erweiterten numerischen Modell berechneten benötigten Zeit, bis sich das Maximum der Verformung einstellt, und der durch das einfache Bemessungsmodell gegebenen Feuerwiderstandsklasse. Das Verhältnis ist in jedem Fall größer als 1,0, was bedeutet, dass, wenn die oben gegebene Verformung als Kriterium des Versagens angenommen wird, die Feuerwiderstandsklasse höher ist als die des einfachen Bemessungsmodells. Auch in diesem Punkt liegt daher das einfache Bemessungsmodell auf der sicheren Seite.



**Abbildung 8.39** Vergleich zwischen der mit dem erweiterten Rechenmodell ermittelten Verformung und der gemäß dem einfachen Bemessungsmodell maximal erlaubten Verformung (ohne mechanische Verbindung zwischen Platte und Stütze)

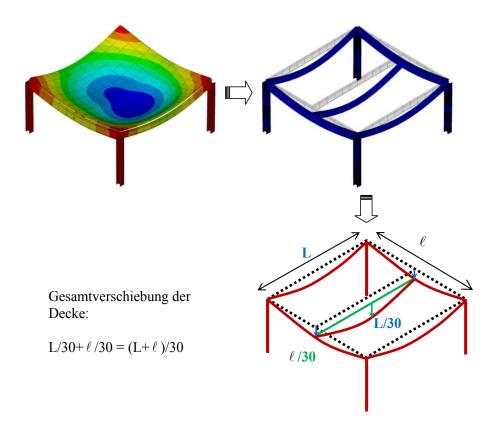
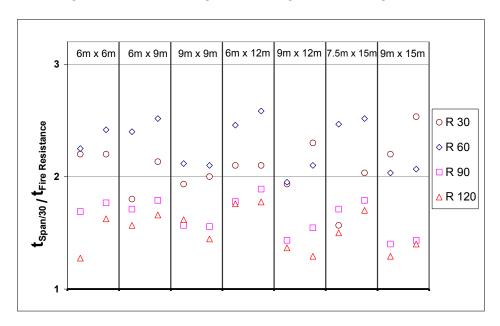


Abbildung 8.40 Maximal zulässige Verformung nach dem Länge/30-Kriterium



**Abbildung 8.41** Verhältnis zwischen der Zeit, nach der die Verformung den Wert Länge/30 erreicht und der Feuerwiderstandsklasse nach dem einfachen Bemessungsmodell

Nach dem Europäischen Standard für Brandversuche(<sup>20</sup>) gelten folgende Grenzen der Verformung, um die Tragfähigkeit bei Lastabtrag durch Biegung zu bestimmen. Die Tragfähigkeit ist auch erschöpft wenn die Verformungsrate folgende Werte überschreitet:

Maximale Verformung:  $D = \frac{L^2}{40 \Omega}$  mm, und,

Maximale Verformungsrate:  $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000}$  mm/min

mit

L als die freitragende Länge des Tragwerks in mm

d als Abstand zwischen dem am stärksten druckbeanspruchten Punkt im kalten Bereich und dem am stärksten zugbeanspruchten Punkt im warmen Bereich in mm

Es muss beachtet werden, dass das Kriterium mit Bezug auf die Verformungsrate nicht angewendet werden darf, bis eine Durchbiegung von 1/30 der Spannweite überschritten wurde. Dies ist der Grund, weshalb dieses Kriterium nicht berücksichtigt wird, da es bereits in dem vorherigen Verschiebungskriterium basierend auf 1/30 Spannweite enthalten ist. Dasselbe Prinzip, welches mit dem 1/30-Spannweite-Kriterium empfohlen wurde, kann angewandt werden, um die maximale erlaubte Verformung der Decke zu bestimmen.

## 8.4.2.2 Dehnungen der Bewehrungsmatten

Zusätzlich zu den Verformungen der Decke ist die Dehnung der Bewehrungsmatten die zweite Eigenschaft, welche in dieser Detailparameterstudie untersucht wurde. Die einfache Bemessungsmethode basiert auf plastischer Analyse der Tragfähigkeit des Deckensystems, welche eine Verbesserung des Tragverhaltens durch die Aktivierung von Zugkräften durch den Membran-Effekt zulässt. Wie bereits in Kapitel 6 erwähnt kann ein Versagen der Platte durch einen Bruch der Bewehrungsmatten in der kürzeren Spannweite der Platte auftreten. Zudem kann ein solcher Bruch gleichermaßen auch in den Randbereichen der Platte auftreten, wo eine Durchlaufwirkung existiert.

Mit dieser Parameterstudie konnte die Beanspruchung der Bewehrung durch ein fortgeschrittenes Rechenmodell vorhergesagt werden, wenn die angestrebte Brandbeständigkeit erreicht wird. Da die Bruchdehnung der Bewehrung bekannt ist, kann als Schlussfolgerung eine Sicherheitsmarge für den Bruch der Matten herangezogen werden, falls die Bemessung mit einer einfacheren Methode vorgenommen wird.

Da die Bewehrungsmatten über die gesamte Fläche der Decke verteilt sind und über alle Träger einschließlich der geschützten Randträger hin durchgehend sind, wird eine maßgebende Zugspannung auch über den geschützten Trägern und um die Stützen herum auftreten.

Falls die Dehnung zu groß wird, könnte ein Bruch der Bewehrung auftreten, der zu einem Verlust der Unversehrtheit und damit zu einem Verlust der Dämmeigenschaft der Decke führt, bevor die Traglast erreicht wird. Es stellt sich jedoch die Frage bezüglich des anzuwendenden Kriteriums der Dehnfähigkeit des Bewehrungsstahls. EN 1992-1-2 (31) deutet an, dass bei plastischer Bemessung die minimale Dehnfähigkeit für den Stahl an seiner Belastungsgrenze bei 5 % liegt. Folglich wird dieser Wert als Grenzkriterium für die Dehnung in dieser Parameterstudie für die Bewehrungsmatte angenommen.

Die Ergebnisse der Parameterstudie, bezogen auf die maximalen Durchbiegungen der Decken, sind für alle Feuerwiderstandsdauern und die maximalen Dehnungen des Bewehrungsstahls entlang der zwei orthogonalen Richtungen (beziehungsweise parallel für Haupt- und Nebenträger) in den Tabellen 8.10 bis 8.13 zusammengefasst. In diesen Tabellen bedeutet SDM einfache Bemessungsmethode, mit Span 1 + Span 2 sind die Spannweiten bezeichnet. Den Tabellen kann

entnommen werden, dass in allen Fällen die maximal zulässige Durchbiegung, die herangezogen wurde, um die Traglastkapazität der einfachen Bemessungsmethode zu bewerten, größer ist als die bei Anwendung numerischen Modelle berechnete Durchbiegung. Im Hinblick auf die maximalen Dehnungen des Bewehrungsstahls kann beobachtet werden, dass die maximal erhaltenen Werte mit dem angewandten numerischen Modell für jede Branddauer immer kleiner als 5 % sind. Die Güte der Modellierung wird dadurch erneut bestätigt.

**Tabelle 8.6** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R30 (mit mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last	Länge1	Länge2	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$		Dehnung Länge1	Dehnung Länge2
[kN/m²]	[m]	[m]	gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	[%]	[%]
2,5+ 1,25	6	6	248	239	262	400	500	2,8%	3,0%
5,0+ 1,25	6	6	240	235	262	400	462	2,9%	2,7%
2,5+ 1,25	9	6	359	322	326	500	609	2,8%	2,4%
5,0+ 1,25	9	6	312	282	326	500	563	3,0%	2,3%
2,5+ 1,25	9	9	359	331	495	600	844	3,4%	2,6%
5,0+ 1,25	9	9	389	358	495	600	779	3,0%	2,4%
2,5+ 1,25	12	6	379	326	335	600	789	3,1%	2,3%
5,0+ 1,25	12	6	361	314	335	600	726	3,0%	2,5%
2,5+ 1,25	12	9	443	381	558	700	987	3,2%	2,3%
5,0+ 1,25	12	9	416	361	558	700	907	3,0%	2,6%
2,5+ 1,25	15	7,5	480	410	462	750	1049	3,1%	3,8%
5,0+ 1,25	15	7,5	461	403	462	750	977	3,0%	4,0%
2,5+ 1,25	15	9	539	465	605	800	1234	3,2%	3,1%
5,0+ 1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,5%	4,4%

**Tabelle 8.7** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R60 (mit mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last	Länge1	Länge2	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	$L^2$	Dehnung	Dehnung
[kN/m²]	[m]	ℓ [m]	gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	288	271	293	400	486	3,6%	3,1%
5,0+ 1,25	6	6	280	266	293	400	450	3,7%	2,9%
2,5+ 1,25	9	6	348	307	356	500	597	3,5%	2,8%
5,0+ 1,25	9	6	334	294	356	500	552	3,4%	2,6%
2,5+ 1,25	9	9	434	385	563	600	827	3,9%	2,9%
5,0+ 1,25	9	9	429	384	563	600	764	3,6%	2,8%
2,5+ 1,25	12	6	409	341	366	600	776	3,3%	2,4%
5,0+ 1,25	12	6	397	335	366	600	714	3,1%	2,5%
2,5+ 1,25	12	9	527	442	627	700	970	3,7%	2,7%
5,0+ 1,25	12	9	499	419	627	700	893	3,4%	2,7%
2,5+ 1,25	15	7,5	524	431	509	750	1034	3,1%	3,7%

5,0+ 1,25	15	7,5	492	413	509	750	963	2,8%	3,4%
2,5+ 1,25	15	9	607	505	673	800	1125	3,6%	3,4%
5,0+ 1,25	15	9	571	474	673	800	1048	3,3%	3,1%

**Tabelle 8.8** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R90 (mit mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last	Länge1	Länge2	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	_L <sup>2</sup>	Dehnung	Dehnung
[kN/m²]	[m]	ℓ [m]	gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	306	282	295	400	474	2,7%	2,6%
5,0+ 1,25	6	6	294	274	295	400	439	2,8%	2,3%
2,5+ 1,25	9	6	379	328	359	500	585	2,7%	2,5%
5,0+ 1,25	9	6	364	314	359	500	542	2,7%	2,2%
2,5+ 1,25	9	9	471	408	569	600	810	3,3%	2,2%
5,0+ 1,25	9	9	468	409	569	600	750	3,1%	2,2%
2,5+ 1,25	12	6	448	365	369	600	763	2,5%	2,6%
5,0+ 1,25	12	6	436	360	369	600	703	2,2%	2,4%
2,5+ 1,25	12	9	579	472	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+ 1,25	12	9	548	447	633	700	879	2,7%	2,3%
2,5+ 1,25	15	7,5	579	458	513	750	1019	2,6%	3,1%
5,0+ 1,25	15	7,5	550	446	513	750	950	1,9%	2,9%
2,5+ 1,25	15	9	670	532	679	800	1109	2,6%	3,1%
5,0+ 1,25	15	9	668	547	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabelle 8.9** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R120 (mit mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last	Länge1	Länge2	ANSYS [mm]	•	SDM	$L + \ell$	_L <sup>2</sup>	Dehnung	Dehnung
[kN/m²]	[m]	ℓ [m]	gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	360	281	287	400	462	3,1%	2,6%
5,0+ 1,25	6	6	305	281	287	400	429	3,2%	2,7%
2,5+ 1,25	9	6	398	339	351	500	574	3,0%	2,7%
5,0+ 1,25	9	6	386	328	351	500	532	3,0%	2,6%
2,5+ 1,25	9	9	500	426	551	600	794	3,9%	2,7%
5,0+ 1,25	9	9	492	422	551	600	736	3,6%	2,6%
2,5+ 1,25	12	6	476	377	360	600	750	2,8%	3,1%
5,0+ 1,25	12	6	464	374	360	600	692	2,4%	3,0%
2,5+ 1,25	12	9	616	487	614	700	938	3,6%	2,8%
5,0+ 1,25	12	9	626	470	614	700	865	3,4%	2,8%
2,5+ 1,25	15	7,5	625	485	501	750	1004	2,6%	3,6%
5,0+ 1,25	15	7,5	592	473	501	750	938	2,2%	3,4%
2,5+ 1,25	15	9	705	545	661	800	1093	3,2%	3,3%
5,0+ 1,25	15	9	676	530	661	800	1020	2,7%	3,2%

Die in diesen Tabellen wiedergegeben Resultate der Parameteruntersuchung mit dem angewandten Berechnungsmodell unter Verwendung von ANSYS basieren auf der Annahme, dass die Verbundplatte mit allen Stahlstützen durch zusätzliche Bewehrung verbunden ist. Allerdings können diese Konstruktionsdetails die Durchbiegung der Platte vermindern. In Wirklichkeit ist dies aber nicht immer möglich, v.a. für Randträger. Dann ist es sehr wichtig zu wissen, welche Auswirkungen es auf das globale Verhalten der Decke gibt, falls dieses Konstruktionsdetail angewandt wird. Eine zweite Versuchsreihe wurde ohne dieses Konstruktionsdetail durchgeführt und ist in gleicher Weise in den Tabellen 8.10 bis 8.13 dargestellt. Erwartungsgemäß sind die maximalen Durchbiegungen etwas größer als die vorherigen, trotzdem bleiben sie fast immer kleiner als die aufgrund der unterschiedlichen, herkömmlichen Kriterien geschätzten Durchbiegungen. Ferner sind die maximalen Dehnungen der Bewehrungsmatten für alle Decken kleiner als die zulässige Grenze von 5 % für alle gegebenen Feuerwiderstandsklassen.

**Tabelle 8.10** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R30 (ohne mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last	Länge1	Länge2	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	$L^2$	Dehnung	Dehnung
[kN/m²]	[m]	ℓ [m]	gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	305	224	262	400	500	2,8%	2,4%
5,0+ 1,25	6	6	285	218	262	400	462	3,0%	2,2%
2,5+ 1,25	9	6	363	274	326	500	609	2,9%	2,2%
5,0+ 1,25	9	6	330	267	326	500	563	3,0%	2,1%
2,5+ 1,25	9	9	406	295	495	600	844	3,2%	2,2%
5,0+ 1,25	9	9	394	330	495	600	779	3,1%	2,4%
2,5+ 1,25	12	6	415	335	335	600	789	3,4%	2,1%
5,0+ 1,25	12	6	392	323	335	600	726	3,0%	2,2%
2,5+ 1,25	12	9	464	364	558	700	987	3,3%	2,2%
5,0+ 1,25	12	9	442	359	558	700	907	3,0%	2,5%
2,5+ 1,25	15	7,5	490	402	462	750	1049	3,2%	3,0%
5,0+ 1,25	15	7,5	463	390	462	750	977	2,8%	3,1%
2,5+ 1,25	15	9	569	472	605	800	1234	3,0%	3,6%
5,0+ 1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,1%	4,0%

**Tabelle 8.11** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R60 (ohne mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last [kN/m²]	Länge1 L [m]	Länge2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	$L^2$	Dehnung	Dehnung
			gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	348	264	293	400	486	3,7%	2,6%
5,0+ 1,25	6	6	325	248	293	400	450	3,7%	2,6%
2,5+ 1,25	9	6	400	310	356	500	597	3,5%	2,5%
5,0+ 1,25	9	6	380	298	356	500	552	3,6%	2,5%
2,5+ 1,25	9	9	493	373	563	600	827	3,5%	2,5%
5,0+ 1,25	9	9	481	385	563	600	764	3,2%	2,5%
2,5+ 1,25	12	6	463	359	366	600	776	4,0%	2,6%
5,0+ 1,25	12	6	435	346	366	600	714	3,8%	2,8%
2,5+ 1,25	12	9	587	445	627	700	970	3,8%	2,6%
5,0+ 1,25	12	9	548	423	627	700	893	3,5%	2,8%
2,5+ 1,25	15	7,5	565	444	509	750	1034	3,6%	3,2%
5,0+ 1,25	15	7,5	520	423	509	750	963	3,3%	3,0%
2,5+ 1,25	15	9	660	520	673	800	1125	3,1%	3,6%
5,0+ 1,25	15	9	607	483	673	800	1048	2,8%	3,4%

**Tabelle 8.12** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R90 (ohne mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last [kN/m²]	Länge1 L [m]	Länge2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	_L <sup>2</sup>	Dehnung	Dehung
			gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	363	275	295	400	474	4,1%	3,0%
5,0+ 1,25	6	6	338	257	295	400	439	4,3%	3,1%
2,5+ 1,25	9	6	433	331	359	500	585	2,6%	2,3%
5,0+ 1,25	9	6	403	303	359	500	542	3,8%	3,0%
2,5+ 1,25	9	9	531	402	569	600	810	3,3%	2,0%
5,0+ 1,25	9	9	521	408	569	600	750	2,2%	2,2%
2,5+ 1,25	12	6	497	375	369	600	763	2,5%	2,4%
5,0+ 1,25	12	6	475	370	369	600	703	3,2%	2,2%
2,5+ 1,25	12	9	644	477	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+ 1,25	12	9	599	450	633	700	879	2,8%	2,2%
2,5+ 1,25	15	7,5	624	472	513	750	1019	2,2%	3,0%
5,0+ 1,25	15	7,5	582	457	513	750	950	1,9%	2,8%
2,5+ 1,25	15	9	726	548	679	800	1109	2,6%	2,8%
5,0+ 1,25	15	9	670	514	679	800	1034	2,3%	2,5%

**Tabelle 8.13** Durchbiegung der Decke und Dehnung des Bewehrungsstahls für die Branddauer R120 (ohne mechanischem Verbund zwischen Platte und Stützen)

Last [kN/m²]	Länge1 L [m]	Länge2 $\ell$ [m]	ANSYS [mm]		SDM	$L + \ell$	$L^2$	Dehnung	Dehnung
			gesamte Addition	Platte	[mm]	30 [mm]	400 <i>d</i> [mm]	Länge1 [%]	Länge2 [%]
2,5+ 1,25	6	6	393	280	287	400	462	4,9%	3,8%
5,0+ 1,25	6	6	353	270	287	400	429	5,2%	3,7%
2,5+ 1,25	9	6	466	326	351	500	574	4,6%	4,1%
5,0+ 1,25	9	6	434	320	351	500	532	4,5%	3,9%
2,5+ 1,25	9	9	567	423	551	600	794	2,8%	2,9%
5,0+ 1,25	9	9	548	421	551	600	736	3,6%	4,5%
2,5+ 1,25	12	6	537	392	360	600	750	4,1%	2,6%
5,0+ 1,25	12	6	509	372	360	600	692	3,8%	2,6%
2,5+ 1,25	12	9	686	493	614	700	938	3,7%	2,8%
5,0+ 1,25	12	9	663	469	614	700	865	3,5%	2,7%
2,5+ 1,25	15	7,5	677	501	501	750	1004	3,2%	3,2%
5,0+ 1,25	15	7,5	625	485	501	750	938	2,8%	3,1%
2,5+ 1,25	15	9	767	560	661	800	1093	2,7%	3,5%
5,0+ 1,25	15	9	717	539	661	800	1020	2,8%	3,1%

## **8.5 Fazit**

Ziel der Parameterstudie war es, eine detaillierte Untersuchung der einfachen Bemessungsmethode mit Hilfe der angewandten Berechnungsmodelle durchzuführen und deren Richtigkeit mit Bezug auf den ISO-Brandnormbrand zu bestätigen. Aus den Resultaten kann folgendes geschlossen werden:

- Im Hinblick auf die Traglast ergibt die einfache Bemessungsmethode im Vergleich zu angewandten Berechnungsmodellen konservative Resultate;
- Falls das herkömmliche, auf einfachen flexiblen Bauteilen basierende Durchbiegungskriterium verwendet wird, sind die mit der einfachen Bemessungsmethode vorhergesagten Brandverhalten der Verbunddeckensysteme auf der sicheren Seite;
- Bezüglich der Dehnung der Betonstahlmatten, die gewöhnlich unter 5 % bleibt, sind in EN 1992-1-2 für alle Bewehrungsmattentypen die minimalen Dehnungsanforderungen gegeben;
- Mechanische Verbindungen zwischen der Platte und den Stützen sind nicht von Nöten.
   Nichtsdestotrotz könnte dieses Konstruktionsdetail die Durchbiegung eines Verbunddeckensystems im Brandfall verringern.

Die aus dieser Parameterstudie abgeleiteten Ergebnisse zeigen deutlich, dass die einfache Bemessungsmethode eine gut geeignete Methode zur sicheren Vorhersage des Verhaltens von Verbundstahl und Betondecken ist, die sich auf ISO-Normbrandsituationen beziehen. Demnach spricht nichts dagegen, dass die Bemessungsmethode in der baulichen Ingenieurbrandbemessung verwendet wird.

#### 9 LITERATUR

\_

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire. CEN

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991

<sup>&</sup>lt;sup>9</sup> Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06

<sup>&</sup>lt;sup>13</sup> O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. Struct Eng 2003;81(2):27–36

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. Struct Eng 1999; 77(8):15–21

<sup>&</sup>lt;sup>15</sup> Johansen, K.W., 'The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.', International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress, Liege, September 1948

<sup>&</sup>lt;sup>16</sup> Ockleston AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):304-22

<sup>&</sup>lt;sup>17</sup> Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory

<sup>&</sup>lt;sup>18</sup> Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design

<sup>&</sup>lt;sup>19</sup> EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN

<sup>&</sup>lt;sup>20</sup> Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, pp125-150

<sup>&</sup>lt;sup>21</sup> Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961

<sup>&</sup>lt;sup>22</sup> Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. The structural Engineer Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240

<sup>&</sup>lt;sup>23</sup> Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186

<sup>&</sup>lt;sup>24</sup> Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111

<sup>&</sup>lt;sup>25</sup> Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol. 20 No. 81 Dec. 1968. pp 205-212

<sup>&</sup>lt;sup>26</sup> Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, vol. 22, no12, pp. 1583-1595

<sup>&</sup>lt;sup>27</sup> Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', Fire Safety Journal, 42, 00425-436, 2007

<sup>&</sup>lt;sup>28</sup> Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, 59, 2003, pp931-949

<sup>&</sup>lt;sup>29</sup> EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN

<sup>&</sup>lt;sup>30</sup> EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN